

Modelaje No Lineal de Metodología de Reparación y Rehabilitación de la Pila N°3 del Puente Sobre el Río Grande de Tárcoles en la Ruta N°34 Mediante FRP

Abstract

The main purpose of this project is the simulation with nonlinear modeling tools of a repair methodology of a post-tensioned bridge pier by means of Fiber Reinforced Polymer Sheets (CFRP).

From the detailed study carried out to the pier, a finite element model was generated, being capable of recreate the design and current condition of the pier (severe cracking pattern parallel to the element height) to later performed a pushover analysis to both, evaluating their behavior to lateral loads.

The pier in its actual condition presents a reduction of 30% to withstand maximum shear loads and a 50% reduction in its deformation capacity when compared to the design condition.

An additional finite element model was elaborated, based on the current condition model, to which the designed repair methodology was applied, assessing its performance when lateral loads are present.

By applying growth injection and jacketing the member with one layer of CFRP partially adhered, the pier could recover its original stiffness and ductility capacity.

Keywords: Repair and retrofit; CFRP sheets; Post-tensioned concrete bridge pier; Seismic behavior; Pushover analysis; Cementitious grout injection.

Resumen

El propósito fundamental de este proyecto es la simulación de una metodología de reparación de una pila de puente de concreto postensada. Esto se hará mediante la modelación no lineal del elemento utilizando láminas de polímero reforzadas con fibras de carbono (CFRP) como material de reparación.

A partir del estudio detallado realizado a la pila, se generaron dos modelos de elementos de elementos finitos simples – bidimensionales, que fueron capaces de recrear las condiciones de diseño y actual de la pila. Posteriormente, los modelos fueron sometidos a análisis pushover para evaluar su comportamiento ante cargas laterales.

La pila en su condición actual presenta una reducción del 30% para soportar cargas de cortante y una disminución del 50% en su capacidad de deformación cuando se compara con la condición original.

Como segunda etapa, se generó un tercer modelo de elementos finitos, basado en el modelo de la condición actual. A este se le aplicó la metodología de reparación con CFRP, valorando su comportamiento antes cargas laterales.

Se demostró que mediante la inyección de concreto y el jacketing con una capa de CFRP parcialmente adherida, la pila fue capaz de recuperar sus capacidades originales de rigidez y ductilidad.

Palabras clave: Reparación estructural, rehabilitación estructural, Láminas de CFRP, Análisis pushover, Pila de puente postensada; Inyección de concreto, Jacketing.

Modelaje No Lineal de Metodología de Reparación y Rehabilitación de la Pila N°3 del Puente Sobre el Río Grande de Tárcoles en la Ruta N°34 Mediante FRP

Modelaje No Lineal de Metodología de Reparación y Rehabilitación de la Pila N°3 del Puente sobre el Río Tárcoles en la Ruta N°34 mediante FRP

MICHAEL ARMANDO SOTO ROJAS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2017


INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen ejecutivo.....	2
Introducción.....	4
Objetivos.....	4
Objetivo General	4
Objetivos Específicos.....	4
Alcance y Limitaciones	4
Antecedentes y planteamiento del problema ...	5
Marco teórico.....	9
Metodología	24
Fase I.....	24
Fase II.....	24
Fase III.....	25
Fase IV	25
Fase V	25
Resultados	27
Levantamiento de detalles específicos de la estructura.....	27
Modelo de elementos finitos pre-reparado....	31
Diseño de las láminas de CFRP	35
Modelo de elementos finitos reparado	36
Análisis de los resultados.....	40
Conclusiones.....	48
Recomendaciones	50
Apéndices.....	51
Anexos	52
Referencias	53

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Miguel Peralta Salas, Ing. Adrián Chaverri Coto, Ing. Giannina Ortiz Quesada, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



Ing. Gustavo Rojas Moya
Director



Ing. Miguel Peralta Salas.
Profesor Guía



Ing. Adrián Chaverri Coto.
Profesor Lector



Ing. Giannina Ortiz Quesada.
Profesora Observadora

Prefacio

Existen en Costa Rica alrededor de 1400 puentes a lo largo de la Red Vial Nacional (RVN), la mayoría de ellos construidos en el siglo anterior. Con el pasar de los años, se ha evidenciado que muchas de estas estructuras se encuentran en mal estado, en gran parte por la falta de mantenimiento, en menor proporción debido a un mal diseño o diseñado utilizando códigos y estándares antiguos que hoy en día se encuentran obsoletos, o simplemente porque la estructura está cerca del final de su vida útil, sea cual sea la razón, en la actualidad, el país presenta una seria deficiencia en este tema.

Lo anterior ha ocasionado durante mucho tiempo un descontento en la población nacional y pérdidas económicas importantes en intentos fallidos, creados con el objetivo de solucionar problemas existentes en los distintos elementos que componen un puente.

En la actualidad, es posible encontrar distintos materiales innovadores con las capacidades y las características necesarias en términos de rigidez y ductilidad, los cuales podrían ser utilizados para atacar diversos problemas que muchos de los puentes nacionales poseen.

Existe entonces, una necesidad de introducir un procedimiento simple y conciso, que sea capaz de reparar uno de los problemas que presentan este tipo de estructuras.

Es debido a todo lo anterior, que en este proyecto de graduación se implementó mediante un software de modelaje no lineal (VecTor2), una metodología analítica de reparación para una pila de puente de concreto postensado dañada, mediante el uso de láminas de polímero reforzadas con fibra de carbono (CFRP). Con el propósito de reparar el daño presente en la estructura y restaurar las capacidades de diseño en cuanto a rigidez y ductilidad se refiere.

Agradecer a Dios por darme la oportunidad, la fuerza y la voluntad de llegar a este punto en mi vida. A mi madre, padre, hermanos y Cosii por brindarme siempre el apoyo incondicional y empujarme en todo momento a perseguir mis sueños. A mi novia que, en los momentos difíciles, en donde estando a punto de flaquear, me motivó a seguir adelante.

Quiero agradecer de igual manera a todos los profesores del programa de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica, por hacer de mí, el profesional que soy hoy.

A las personas detrás del programa eBridge y LANAMME, cuya ayuda fue fundamental para el desarrollo de este proyecto.

A mi supervisor en Costa Rica, el Ing. Miguel Peralta Salas. M.Sc., por todo el apoyo y la guía brindada, cada vez que lo necesité, siempre estuvo ahí.

Por último, a mi supervisor en Canadá, el Ing. Dan Palermo. Ph.D., por hacer posible esta gran experiencia que está a punto de culminar, por toda la guía y apoyo brindado, durante el tiempo que estuve en la Universidad de York.

Gracias infinitas a todos.

Resumen ejecutivo

En Costa Rica, a través del tiempo ha existido un problema relacionado con la falta de mantenimiento de edificaciones y puentes públicas. Por esta razón, un gran número de estructuras no se encuentran en sus óptimas condiciones para su uso específico. Un ejemplo es el puente sobre el río Tárcoles en la ruta n° 34.

A través de sus 40 años de servicio, debido a que no ha recibido mantenimiento, la estructura no posee la capacidad para sostener las cargas actuantes actuales, esto ha dado como resultado, daños estructurales en una de las pilas del puente.

La estructura que se estudió corresponde a una pila de concreto reforzada con acero corrugado típico y acero de refuerzo postensado longitudinal. Está dividida en dos secciones, en la parte inferior, la sección transversal es ovalada y hueca, mientras que, en su parte superior, su sección es ovalada y completamente sólida. Cuenta además en su superficie con cuatro almohadillas de neopreno y una llave de corte.

El problema surgió a partir del fallo de las almohadillas de neopreno, lo cual provocó el cambio en la configuración para la transferencia de carga axial entre la superestructura y la pila, pasando de una distribución uniforme de carga axial sobre la pila, a un solo punto de contacto. Esto genera una fuerza concentrada localizada en la actualidad, sobre la llave de corte, ocasionando un agrietamiento estructural crítico en sentido longitudinal, el cual necesita ser intervenido.

Mediante el software libre de modelaje no lineal desarrollado en la Universidad de Toronto, VecTor2, y en base a la investigación detallada que se le realizó a la estructura sobre sus características, propiedades y detalles específicos, se construyeron tres modelos de elementos finitos simples - bidimensionales.

En primera instancia se desarrolló el modelo de la condición real de la pila para generar e investigar las causas del daño que presenta la estructura en su estado actual, para luego suponer la fuerza sísmica mediante un análisis pushover.

Un segundo modelo fue realizado simulando la condición original de diseño de la pila, representando de la misma manera las cargas a cortante mediante análisis pushover. El objetivo fue el de evaluar la diferencia de comportamiento entre los dos casos (condición original y actual) cuando se someten a cargas laterales, y valorar la necesidad de reparación de la estructura.

Con el primer análisis realizado para simular el daño presente de la pila, se obtuvieron resultados satisfactorios, el patrón de agrietamiento generado con el software es similar a lo que ocurre en la actualidad, al igual que los máximos grosores de grieta. Estos fueron producto de la excesiva carga axial concentrada en el centro de la superficie de la pila, por lo cual, internamente se generan esfuerzos de tensión que tratan de dilatar el concreto. El acero a cortante dentro de la pila es el encargado de tomar estos esfuerzos, pero debido a que son mayores a los del acero, provocan la fluencia de este material, dando como resultado el patrón de agrietamiento que se observa en la realidad y se logró capturar en el modelo.

El análisis pushover realizado a los modelos de la condición original y condición actual de la pila, consistió en someter a cargas laterales a la estructura sometiéndola a desplazamientos (deformaciones) paulatinamente incrementados a razón de 1 milímetro por etapa de carga desde la llave de corte.

Se demostró a partir de la respuesta de fuerza-deformación obtenida para los análisis, que, en el estado actual de la estructura existe un 30% de disminución para soportar la carga

máxima a cortante y un 49.5% de reducción en su capacidad de deformación al ser comparado con la condición de diseño de la pila, lo cual demuestra la necesidad de restauración, no solo para eliminar el agrietamiento presente, sino para restablecer las capacidades originales del elemento.

Se propuso como metodología de reparación, el “jacketing” completo de la pila mediante el uso de láminas de polímero reforzadas con fibras de carbono (CFRP). Debido a las elevadas propiedades mecánicas que posee, se presentó como una solución potencial capaz de sustituir el acero a cortante que se encuentra fallado, para resistir los esfuerzos a tensión internos que recibe la pila debido a la carga axial concentrada, además de resistir la carga lateral (carga sísmica).

El diseño de las láminas de CFRP se basó en las disposiciones europeas de diseño sísmico para la reparación de estructuras de concreto reforzado (CR) mediante la utilización de FRP. El procedimiento seguido consideró como parámetro fundamental de diseño, la presión de confinamiento que ejerce el CFRP sobre la pila.

Se verificó que la deformación máxima que esta iba a experimentar una vez adherida a la estructura se encontraba por debajo del límite, lo cual garantizó que no sufrirá fallas prematuras por desadherencia o delaminación en condiciones normales de servicio.

Se realizó el diseño a cortante del material, contemplando la contribución por parte del concreto y el CFRP, obviando el aporte del acero transversal, debido a la fluencia de este.

Se calculó, además, la nueva capacidad de ductilidad del miembro reparado, demostrando de esta manera, que realizando una envoltura total de la pila con una capa de CFRP en el proceso conocido como “jacketing”, la estructura es capaz de optimizar su comportamiento cuando es sometida a la carga axial que recibe por parte de la superestructura y la carga lateral.

El tercer modelo de elementos finitos (condición retroadaptada) se desarrolló con el objetivo de demostrar el comportamiento de la pila con la metodología de reparación diseñada, utilizando distintas variaciones ante cargas laterales. Se tomó como base el modelo de la pila en su condición actual. La simulación del proceso

de rehabilitación de la pila requirió la capacidad de modelar la cronología del proceso de reparación, en donde en primera instancia al modelo se le generaron los daños reales presentes y luego se aplicó la metodología de rehabilitación. VecTor2 tiene la capacidad de realizar este tipo de análisis mediante la teoría de acople y desacople de elementos, en donde se toma un modelo dañado y se repara, convirtiéndose en esta la principal razón de su uso.

Se ejecutaron entonces, distintitos análisis pushover para la condición retroadaptada de la pila: jacketing con una capa de CFRP perfectamente adherida, jacketing con una y dos capas de CFRP parcialmente adheridas, inyección de concreto e inyección de concreto con jacketing con una capa de CFRP parcialmente adherida.

Los resultados demostraron que suponer una condición de perfecta adherencia entre el CFRP y el concreto, no es correcto, puesto que no se consideran las reducciones significativas de sus capacidades por los procesos de elaboración, construcción e instalación del material.

Se probó además qué, realizando únicamente inyección de concreto para sellar las grietas, se restaura un porcentaje de la rigidez inicial, sin embargo, no devuelve las capacidades de diseño de la estructura, puesto que no resuelve el problema de la fluencia del acero a cortante de la pila.

De los análisis realizados se concluyó también que utilizar dos o más capas de CFRP parcialmente adheridas en el jacketing no garantiza un comportamiento lineal en el aumento de la capacidad de deformación o de carga de una estructura.

Por último, se comprobó que mediante la inyección de concreto para el sellado de grietas y la aplicación del jacketing con una capa de CFRP parcialmente adherida, es posible alcanzar las capacidades de rigidez, resistencia al cortante y de ductilidad de la estructura para las condiciones originales de la pila, con valores similares a los obtenidos en el diseño de la metodología de reparación propuesta.

Introducción

Objetivos

Objetivo General

- Implementar una metodología teórica de reforzamiento y reparación a la pila n°3 sobre el río de Tárcoles en la ruta n°34 mediante FRP con el uso de software de modelaje no lineal, VecTor2.

Objetivos Específicos

- Identificar los principales componentes de la estructura: especificaciones de materiales y propiedades de los elementos utilizados, detalles típicos y secciones de la pila.
- Desarrollar un modelo de elementos finitos de la condición de diseño y actual de la pila, que sea capaz de replicar el daño presente de la estructura en estudio y evaluar su comportamiento sísmico mediante un análisis pushover.
- Establecer el procedimiento y desarrollar el diseño y la revisión del FRP para el confinamiento, reforzamiento a cortante y reparación de la pila.
- Generar un modelo de elementos finitos que contenga la metodología de reparación diseñada y pueda ser sometido a un análisis pushover para evaluar su comportamiento ante cargas laterales.
- Realizar una comparación entre el comportamiento de la pila de acuerdo con su condición original, actual y retroadaptada.

- Evaluar la factibilidad de la metodología de reparación propuesta con un enfoque basado en recuperar las capacidades originales de la pila.

Alcance y Limitaciones

- La metodología de reforzamiento y reparación de la pila aplicada es analítica; por lo tanto, ningún procedimiento se realizó en campo.
- Debido a falta de información en el diseño del FRP, se supusieron valores predeterminados en los programas utilizados.
- Los valores de carga gravitacional que se aplican a la pila se obtienen de previas evaluaciones de eBridge (Informe de inspección detallada, Puente sobre Río Tárcoles, ruta nacional 34, PEEP-D-06-2016) y LANAMME (Evaluación de la condición del puente sobre el Río Grande de Tárcoles, ruta nacional 34, LM-PI-UP-PM01-2016) .
- El diseño de la metodología es basado en las disposiciones europeas de diseño sísmico para la retroadaptación de estructuras de concreto reforzado con FRP.
- El método constructivo y la instalación del FRP en la estructura no se incluye en la investigación.

Antecedentes y planteamiento del problema

La información suministrada en este apartado es producto de los datos recolectados de los informes de inspección por parte del Laboratorio Nacional de Materiales y de Modelos Estructurales (LANAMME): Evaluación de la condición del puente sobre el Río Grande de Tárcoles, ruta nacional 34, LM-PI-UP-PM01-2016 y del programa eBridge del Centro de Investigación de Vivienda y de Construcción (CIVCO): Informe de inspección detallada, Puente sobre Río Tárcoles, ruta nacional 34, PEEP-D-06-2016.

El puente sobre el Río Grande de Tárcoles fue construido en 1978, está ubicado en la ruta nacional N° 34, pertenece a la provincia de Puntarenas, específicamente al cantón de Garabito. Se encuentra sobre una ruta primaria de gran importancia para el comercio y el turismo, ya que conecta la región pacífica con la región central del país.

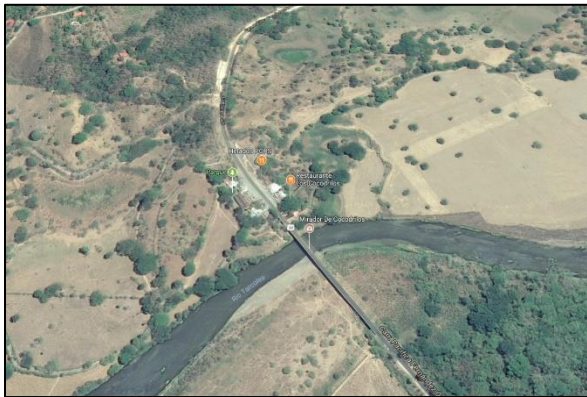


Figura 1. Localización del puente. Fuente: Google Earth

La longitud total del puente es 341 metros, con un ancho de carretera de 9.20 metros, la superestructura es tipo viga continua, con una viga preesforzada tipo cajón. Posee cinco tramos, siendo los tramos intermedios los de mayor longitud con 82 metros mientras que los externos tienen 46.5 metros.

La altura libre medida desde la superficie de la fundación hasta el inicio de la superestructura es de 6 metros, el puente posee también dos bastiones, apoyos expansivos (almohadillas de neopreno), juntas dentadas y 4 pilas tipo muro.



Figura 2. Puente sobre el Río Grande de Tárcoles Fuente: LANAMME, 2016

En general, el nivel de deterioro presente en los accesorios y en la superestructura del puente es baja y clasificada como leve, puesto que no compromete la integridad y funcionalidad de toda la estructura, siendo una excepción a esto, el problema presente entre el sistema de piso y las juntas dentadas.

Las juntas presentan filtración de agua hacia los apoyos, siendo esto una de las principales causas de un problema mayúsculo presente en la subestructura, específicamente en la pila N° 3 del puente.

Las pilas utilizadas en el puente son tipo muro, de concreto postensado. Con respecto a los dispositivos de transmisión de cargas y la disipación de energía en caso de evento sísmico, originalmente la pila cuenta con una llave de corte localizada en la sección superior del elemento (unión entre la viga continua y la pila), junto a cuatro almohadillas de neopreno instaladas simétricamente, dos a cada lado de la llave sísmica. En la vista frontal mostrada en la figura 3, se muestra la configuración de los elementos de transferencia de carga en la pila.



Figura 3. Vista frontal de Pila. Fuente: eBridge, 2016

Como se muestra en el cuadro 1, la subestructura posee daños críticos en componentes que necesitan ser intervenidos. El cuadro es tomado del informe detallado de inspección del eBridge, en él, se refleja el daño presente en cada componente en una escala basada en el manual de inspecciones del Ministerio de Obras Públicas y de Transportes (MOPT) del 1 al 5, siendo 1 “Daño nulo” y 5 “Gran deterioración en el elemento”.

Cuadro 1. Daño presente en la subestructura del puente							
Apoyos		Cabezal/Aletón		Cuerpo principal (pila)		Cuerpo principal (bastión)	
Rotura en apoyos	1	Grietas en 1 dirección	1	Grietas en 1 dirección	4	Grietas en 1 dirección	1
Deformación extraña	4	Grietas en 2 direcciones	1	Grietas en 2 direcciones	1	Grietas en 2 direcciones	1
Inclinación	4	Descaramiento	1	Descaramiento	1	Descaramiento	1
Desplazamiento	4	Acero de refuerzo	1	Acero de refuerzo	1	Acero de refuerzo	1
		Nidos de piedra	1	Nidos de piedra	1	Nidos de piedra	1
		Eflorescencia	2	Eflorescencia	2	Eflorescencia	2
		Protección terraplen	1	Inclinación	1	Inclinación	1
				Socavación	2	Socavación	1
						Pendiente en taludes	2

Fuente: eBridge, 2016

De acuerdo con lo anterior, los apoyos y el cuerpo principal de la pila, son los elementos de la subestructura que presentan el mayor daño. El MOPT establece el grado de deterioro para cada

uno de los elementos mencionados como se muestra a continuación:

Cuadro 2. Deformación en los apoyos	
Grado de daño	Descripción
1	No se observan deformaciones
2	Se observa una ligera deformación
3	Se observan deformaciones pero todavía funciona.
4	El apoyo está considerablemente deformado y deberá ser reemplazado
5	El apoyo está completamente deformado y no funciona como apoyo

Fuente: MOPT, 2007

Cuadro 3. Desplazamiento en los apoyos	
Grado de daño	Descripción
1	No hay desplazamiento en el apoyo
2	No aplica
3	El apoyo está ligeramente desplazado
4	El apoyo presenta entre 30 mm y 50 mm de desplazamiento
5	El apoyo se desplazó más de 50 mm de su posición original

Fuente: MOPT, 2007

Cuadro 4. Inclinación en los apoyos	
Grado de daño	Descripción
1	No se observa ninguna inclinación
2	No aplica
3	Ligeramente inclinado
4	No aplica
5	Está considerablemente inclinado y no tiene función como apoyo

Fuente: MOPT, 2007

Cuadro 5. Grietas en una dirección en pilas de puentes	
Grado de daño	Descripción
1	No se observan grietas
2	No aplica
3	El ancho de las grietas es menor de 0.2mm con intervalos mayores de 50cm
4	El ancho de las grietas es mayor de 0.2mm con intervalos menores de 50cm
5	El ancho de las grietas es mayor de 0.2mm y el concreto se empieza a descascar

Fuente: MOPT, 2007

Las almohadillas de neopreno utilizadas como apoyos entre la superestructura y la subestructura en condiciones óptimas son apoyos expansivos que permiten el movimiento y rotación en el sentido longitudinal. La inspección llevada a

cabo por LANAMME muestra que estas condiciones ya no se cumplen.



Figura 4. Almohadilla de Neopreno. Fuente: LANAMME, 2016

Lo anterior es el resultado de poseer una infraestructura que no ha recibido un mantenimiento periódico por más de 4 décadas, además de la exposición constante a los cambios del clima y a las filtraciones de agua causada por la falla de las juntas dentadas.



Figura 5. Falla en almohadilla de neopreno. Fuente: LANAMME, 2016

Las almohadillas de neopreno en la pila n° 3, evidencian falla por compresión, rotación y de

cortante por deslizamiento entre capas, debido a esto, los dispositivos han perdido su funcionalidad y su capacidad estructural, transmitiendo toda la carga de la superestructura a la llave sísmica¹.

La llave de corte no admite cargas de compresión y debido a la falla total de los apoyos, este dispositivo, toma la carga gravitacional que se encuentra de manera concentrada aplicada sobre la superficie de este elemento, ocasionando una pobre distribución de la carga hacia la pila, causando el patrón de agrietamiento mostrado en la siguiente figura.

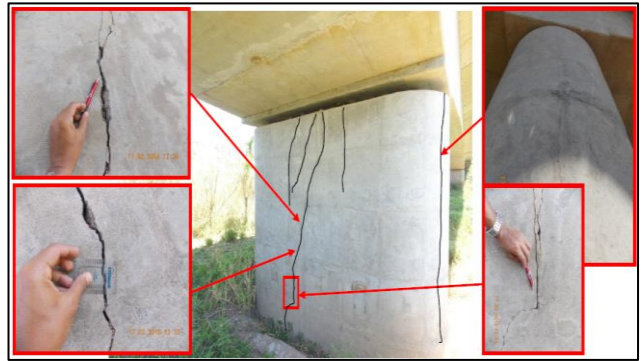


Figura 6. Patrón de agrietamiento en la pila N°3. Fuente: LANAMME, 2016

El grosor de grieta más severo varía entre 7 y 10 milímetros y el desprendimiento de concreto tiene mayor extensión y profundidad a lo largo de la grieta².

De acuerdo con lo anterior, la pila n° 3 del puente sobre el río Grande de Tárcos, presenta daños considerables, que necesitan ser evaluados para establecer las posibles deficiencias que le ocasionan a la estructura en general y deducir un método de retro adaptación óptimo que pueda devolver al elemento a su estado original.

¹ LANAMME, 2016, p.21

² LANAMME, 2016, p.23

Marco teórico

“Un puente es una obra esencial en la estructura vial diseñada para salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico: cuerpos de agua, valles o carreteras, con el fin de proveer circulación sobre estos³”

Existen diferentes tipos de diseño de estas estructuras, cada una con un propósito y una situación en particular dependiendo en la función del puente, la naturaleza del terreno en donde va a ser construido y anclado, el material utilizado y los fondos disponibles para el proyecto.

Si bien existen distintos tipos de puentes, todos ellos poseen las mismas estructuras principales:

Accesorios

No poseen función estructural, pero son esenciales para garantizar la operación del puente, superficie de ruedo, barandas y las juntas de expansión, son ejemplo de estos.

- Superficie de ruedo: Capa que se coloca sobre la losa del puente para protegerla de la abrasión causada por el tráfico.
- Dispositivos de protección: Sistema longitudinal de contención fijado al sistema de piso para evitar las caídas de los usuarios, vehículos, ciclistas y peatones. Usualmente está conformado por acero o concreto.
- Juntas de expansión: Elementos divisorios de la losa instalados en los extremos de la superestructura para asegurar la expansión y contracción de esta por temperatura y actividad sísmica.

Superestructura

La función principal de la superestructura es transmitir las cargas que recibe de la superficie hacia la subestructura.

Existen distintos tipos, todos ellos están conformados por elementos estructurales que se ubican sobre los apoyos del puente, se pueden dividir en elementos principales, secundarios y losa⁴.

- Sistema de losa: Elemento de concreto o de acero, en donde circulan las cargas vehiculares, este sistema tiene como función primordial la transferencia de la carga temporal a los elementos principales de la superestructura.
- Elementos secundarios: Brindan mayor rigidez a la estructura en general y restringen las deformaciones de los elementos principales para garantizar un comportamiento más eficiente de estos. Los sistemas de arrostramiento, vigas diafragma, portales, son ejemplo de este tipo de elementos.
- Elementos principales (Vigas principales, cerchas): Toman las cargas de los elementos secundarios y de la losa, generando una fuerza resultante la cual es transferida a la subestructura por medio de los apoyos.

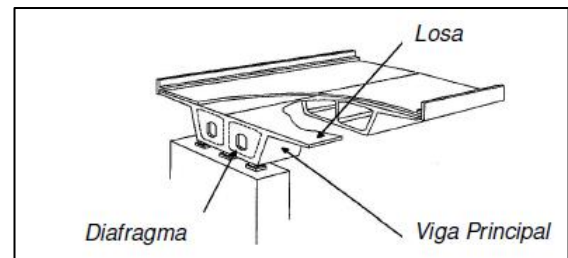


Figura 7. Superestructura Tipo Viga Cajón-Continua. Fuente: MOPT, 2007

La figura 7, expone una superestructura tipo viga continua, este tipo de estructura está

³ Muñoz, 2011, p.10

⁴ MOPT, 2007, p.6

formada por una viga cajón principal la cual está soportada por dos o más apoyos, elementos de esta índole poseen como una de sus principales ventajas gran rigidez torsional, haciendo innecesario la utilización de sistemas de arriostramiento.

La fuerza que debe de soportar este tipo de superestructura es basada principalmente en la distancia que haya entre las pilas (elementos en donde se apoya la viga cajón), debido esto los puentes con viga principal continua no cubren grandes distancias en sus claros⁵.

Subestructura

Sección base de la estructura total del puente, se compone de elementos estructurales diseñados para soportar todo el peso de la superestructura y las cargas que se le aplican.

- **Apoyos:** Sistemas mecánicos diseñados para transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. En el diseño de estos aparatos se debe de contemplar la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo, para que esto sea compatible con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la superestructura⁶.

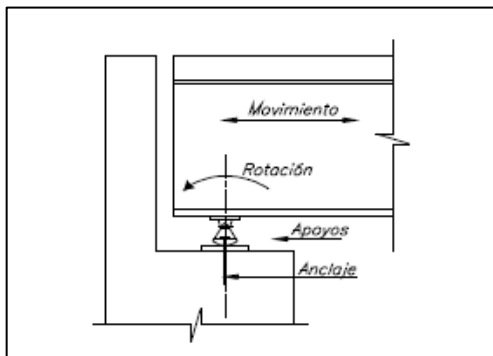


Figura 8. Apoyo de expansión. Fuente: MOPT, 2007

Las almohadillas de neopreno son apoyos de expansión que permiten la translación y rotación de la estructura.

- **Bastiones:** Elemento de la subestructura que sirve de apoyo en los extremos de la superestructura, además, dado a que se encuentra en contacto directo con el terreno, es diseñado para soportar las cargas de empuje que este provoca.
- **Cimientos:** Componentes que reciben la carga de toda la estructura y la transfieren al estrato de suelo capaz de soportarla más cercano.
- **Pilas:** Existen diferentes tipos y configuraciones para este tipo de elementos, funcionan como apoyos intermedios del puente, deben de soportar las cargas provenientes de la superestructura y las cargas sísmicas que sobre este pueden actuar. Es un elemento compuesto por distintas secciones como se muestra en la siguiente figura.

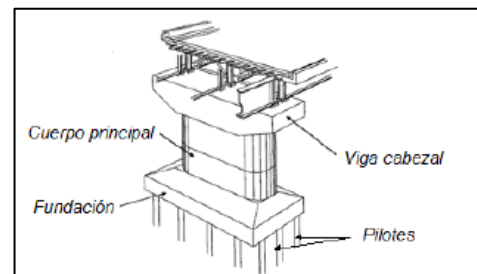


Figura 9. Componentes de la pila. Fuente: MOPT, 2007

La viga cabezal se ubica en la parte superior de la pila, en ella se localizan los apoyos en donde descansan el inicio y el final del elemento continuo de la superestructura.

El cuerpo principal de la pila tiene como objetivo la toma y transferencia de la carga proveniente de la sección superior del puente hacia la fundación.

⁵ Samacá, 2014, p.34

⁶ Meza y Sánchez, 2003, p.40

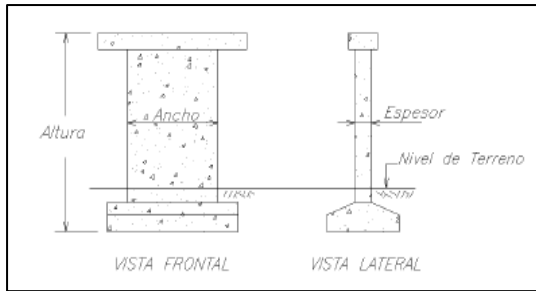


Figura 10. Pila tipo muro. Fuente: MOPT, 2007

La figura 10, ejemplifica la pila tipo muro, consiste en una pared que se extiende desde la fundación hasta la viga cabezal, poseen grandes dimensiones, generalmente de concreto con altura, ancho y espesor constantes.

Independientemente de la estructura sobre la que se trabaje en un puente, todas ellas deben de cumplir con las pautas necesarias durante el proceso de planeamiento, análisis, diseño y construcción; satisfaciendo las condiciones límite de seguridad y de servicio, teniendo en cuenta aspectos de posibilidad de inspección (mantenimiento), de estética y de economía.

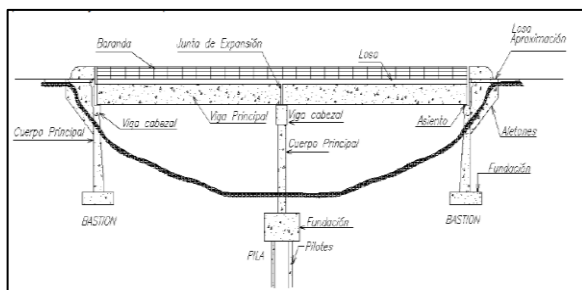


Figura 11. Sección típica de puente en Costa Rica. Fuente: MOPT, 2007

Concreto Pre Esforzado

Las estructuras de concreto preesforzado son sometidas a esfuerzos de compresión antes de su puesta en servicio, de tal manera que se logre equilibrar en la medida deseada, los esfuerzos de tracción generados por el peso propio de la

estructura más las cargas externas que son aplicadas al elemento.

Generalmente el acero utilizado como preesfuerzo en este tipo de material son alambres, torones o barras, de alta resistencia a la tensión estirados en frío⁷. El acero preesforzado se coloca en las zonas de la estructura donde se desarrollan los esfuerzos de tensión.

De este modo se logra elevar la carga que puede soportar un elemento antes de que el concreto presente fisuramiento excesivo, generando de esta manera, elementos con secciones menores con un comportamiento estructural optimizado.

Cálculo de preesfuerzo

El concreto preesforzado puede ser pretensado o postensado; la diferencia radica en el momento en que el acero de preesfuerzo es sometido a la tensión, si es previo o posteriormente a la colada de concreto en el elemento. Indistintamente del tipo de tensado utilizado, el procedimiento para obtener el valor del preesfuerzo asignado a la estructura es el mismo para ambos casos.

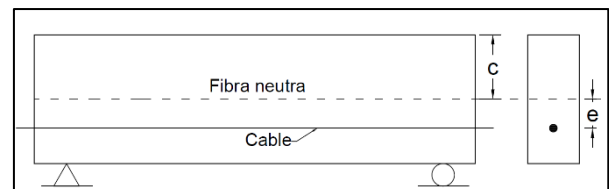


Figura 12. Viga preesforzada simplemente apoyada. Fuente: Elaboración propia

Usualmente, los esfuerzos en tensión a los que se ve sometida una estructura se ubican a una distancia "e" del eje neutro del elemento.

La figura 12, representa a una viga preesforzada simplemente apoyada, en donde el torón tensado no coincide con el eje neutro de la sección, esto genera que la estructura esté sometida a una combinación de compresión y de momento debido a la excentricidad del preesfuerzo. El esfuerzo resultante se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

⁷Jiménez, 2010, p.123

$$f = \frac{-P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \pm \frac{Pec}{I} \quad (1)$$

Donde P representa la tensión del cable y A su área transversal, la carga de trabajo más el peso propio del elemento genera una flexión con un momento M , el término c representa la distancia del borde a la fibra neutra, I es la inercia de la estructura. Un momento adicional se genera debido a la excentricidad e de los cables tensados a la fibra neutra.

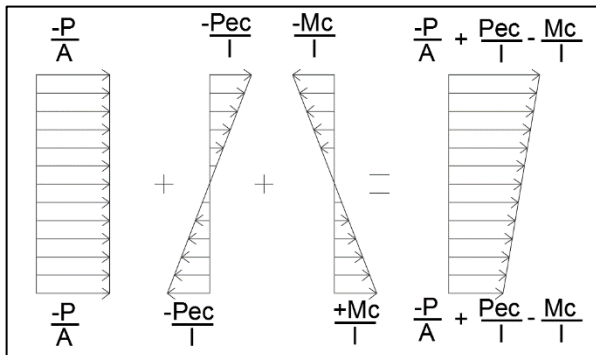


Figura 13. Diagrama de combinación de esfuerzos para estructura preesforzada. Fuente: Elaboración propia

El diseño de elementos preesforzados debe ser fundamentado en la resistencia y en el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio durante las etapas de carga que serán críticas durante toda su vida útil.

El Instituto Americano de Concreto (ACI) establece una clasificación para elementos preesforzados en función del esfuerzo a tensión f_t , correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en la zona precomprimida en tracción⁸.

- Clase U: $f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
- Clase T: $0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1\sqrt{f'_c}$
- Clase C: $f_t < 1\sqrt{f'_c}$

La diferencia entre estas tres clases radica en la suposición del comportamiento de la estructura, como elementos no fisurados (clase U), elementos fisurados (Clase C) y elementos en transición (Clase T).

⁸ ACI, 2005, p.284

Para obtener el esfuerzo efectivo del acero preesforzado, se deben de considerar en el cálculo a través de factores reductores, aspectos que suceden en obra como fuentes de pérdidas de preesforzado, estas son:

- Asentamiento del acero de preesforzado durante la transferencia
- Acortamiento elástico del concreto
- Retracción del concreto
- Relajación de esfuerzo en el acero de preesforzado
- Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

Programa eBridge

Costa Rica posee un inventario de más de 1400 puentes dentro de las rutas nacionales, la mayoría en condiciones regulares, con daños que no comprometen la seguridad y funcionalidad de toda la estructura. Sin embargo, existe un porcentaje de puentes que, debido a su longevidad y falta de mantenimiento, se encuentran en condiciones alarmantes, siendo necesario una intervención de estos.

En el año 2011 dio inicio un programa del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) llamado eBridge, cuya función se basa en el monitoreo y control de los principales puentes de Costa Rica. Los objetivos se han dividido en tres etapas⁹:

- Predicción de fallas en puentes a través del monitoreo de variables en estas estructuras.
- Desarrollo de un prototipo de sistema integrado para el desempeño de puentes.

⁹ eBridge, 2011

- Creación final de un sistema integrado para el desempeño de puentes.

El programa eBridge ha desarrollado informes de inspecciones detalladas que reflejan una serie de puentes que en la actualidad no se encuentran en las condiciones óptimas, con daños críticos que necesitan ser intervenidos antes de que pierdan su funcionalidad.

Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (SAEP)

SAEP es una herramienta computacional creada por el Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT), que posee como objetivos principales el compartir información técnica, identificar el grado de deterioración y planear el mantenimiento o rehabilitación de los puentes de una manera eficiente.

Dentro del sitio se encuentra el inventario oficial más grande de puentes de Costa Rica, en donde mediante un filtro de búsqueda permite encontrar información relevante de las estructuras que se encuentran indexadas al sistema.

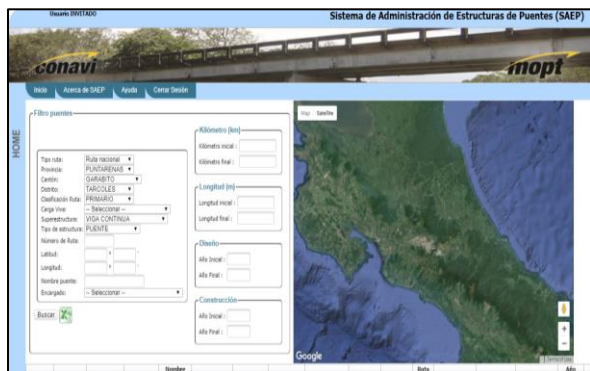


Figura 14. Interface de SAEP. Fuente: CONAVI, 2013

La figura 14, muestra la interface de SAEP, en donde es posible acceder a cualquier estructura en estudio, ingresando datos principales de esta, como lo es la ubicación, tipo de superestructura, carga viva, número de ruta, nombre del puente, año de construcción, etc.

Con la información adecuada introducida, se obtienen datos importantes con respecto a la evaluación de alguna estructura en estudio: planos, imágenes, descripciones, localizaciones exactas, tipos de falla, entre otros; elementos esenciales para proceder con una evaluación de estructuras de esta índole.

VecTor2 Software

Software de elementos finitos no lineales para estructuras de concreto reforzado en dos dimensiones.

Está basado en la Teoría Modificada de Campos de Compresión¹⁰ (TMCC) y el Modelo del Campo de Esfuerzo Perturbado¹¹ (MCEP), modelos analíticos que predicen la respuesta de elementos de concreto sometidos a esfuerzos de cortante y normal al plano.

El objetivo del análisis de VecTor2 es aproximar la respuesta de una estructura de concreto reforzado a un escenario en donde esté sometida a una carga dada y por lo tanto resolver una situación ingenieril específica. La manera de operar del sistema radica en la partición de la estructura en elementos finitos, generando soluciones para cada elemento, ensamblándolas y determinando de esta manera la respuesta de la estructura completa.

El programa es utilizado para analizar distintas situaciones:

- Envejecimiento de la infraestructura
- Evaluaciones de la resistencia e integridad de estructuras dañadas o deterioradas.
- Evaluaciones y/o selección de métodos de rehabilitación para estructuras
- Evaluaciones para la selección de estrategias de reparaciones.
- Análisis forense

¹⁰ Vecchio y Collins, 1986, p.220

¹¹ Vecchio, 2000, p.1071

VecTor2 utiliza distintos tipos de elementos para modelar el concreto, el tipo de refuerzo y la adherencia que existe entre ellos, la biblioteca de este software comprende: elementos triangulares de tres nodos, elementos rectangulares de 4 nodos, elementos cuadrangulares de 4 nodos, elementos barra de 2 nodos y elementos vínculo de 2 nodos.

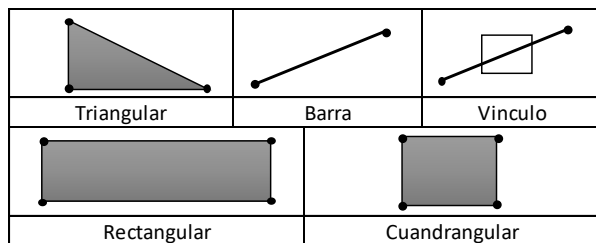


Figura 15. Biblioteca de elementos de VecTor2. Fuente: Elaboración propia

Todos estos son elementos de bajo poder o elementos simples, denominados de esta manera por que poseen dos grados de libertad en cada nodo, lo cual permite obtener un campo de desplazamiento lineal y una deformación constante para cada elemento. VecTor2 se enfoca en los modelos constitutivos o modelos de materiales que este utiliza y no en la complejidad de los elementos que conforman la estructura que se analice.

Análisis de elementos finitos no lineales (NLFEA) en VecTor2

La filosofía del método se basa en el análisis de un problema de una estructura real, con un modelo analítico que replique dicha estructura. Utilizando cierto número de elementos discretos (malla de elementos finitos) con continuidad completa en los nodos comunes entre elementos.

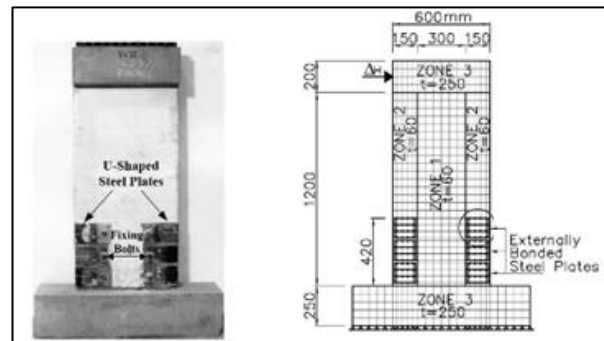


Figura 16. Modelo experimental vs modelo de elementos finitos
Fuente: Palermo y Cortés-Puentes, 2012

La geometría de la estructura, el comportamiento esperado y el grado de precisión requerido para el análisis, son factores indispensables para el desarrollo de un modelo de elementos finitos que permita obtener resultados adecuados de acuerdo a las demandas que se soliciten.

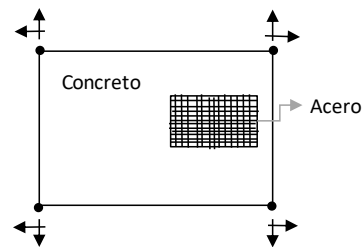


Figura 17. Elemento finito rectangular de concreto reforzado.
Fuente: Elaboración propia

La figura 17, ilustra un elemento finito rectangular de concreto reforzado, el cual posee 2 grados de libertad en cada nodo.

El principio fundamental del NLFEA es el cálculo de esfuerzos mediante un método matricial nodal para cada elemento finito, en donde se debe de cumplir que:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2)$$

Donde $[D]$ representa la matriz de rigidez del material compuesto dentro del elemento (concreto y acero comunmente) y $\{\varepsilon\}$ simboliza el vector de deformaciones, la cual es función de los desplazamientos nodales de cada elemento. Al conocer estos dos valores es posible obtener el esfuerzo $\{\sigma\}$ experimentado por la estructura. De

manera contraria, podemos someter a la estructura a esfuerzos, los cuales al ser divididos por su rigidez, se pueden obtener fácilmente las deformaciones del sistema.

El método de elementos finitos requiere de cierta información con respecto a las propiedades de los materiales del concreto y del refuerzo, los cuales afectan directamente el comportamiento simulado de la estructura. La fuerza a compresión del concreto y la fuerza de fluencia del acero son valores típicos para el diseño, sin embargo, para realizar un NLFEA, información adicional es necesaria para generar las respuestas de esfuerzo-deformación de ambos materiales.

Para simplificar el proceso de análisis, VecTor2 requiere únicamente la resistencia a compresión del concreto; las propiedades restantes son calculadas internamente (Wong and Vecchio 2002). Para el refuerzo, el programa solicita información para construir una respuesta de esfuerzo-deformación trilineal que incluye la región elástica, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación. Para refuerzo típico, propiedades como el módulo de elasticidad, fuerza última, la deformación al punto de fluencia, y la deformación última son requeridas.

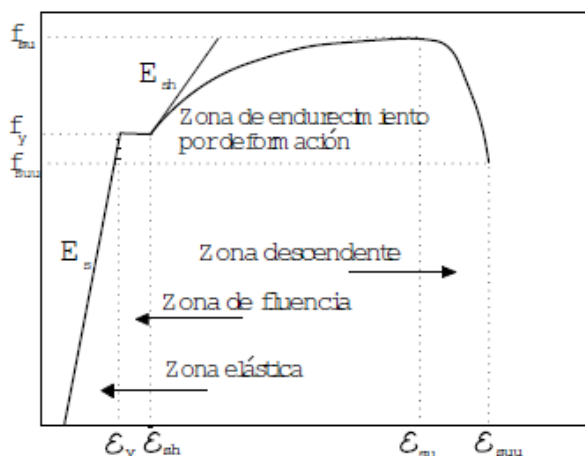


Figura 18. Respuesta de esfuerzo -deformación para acero de refuerzo típico. Fuente: Botero, Vidal y Álvarez, 2004

Modelos constitutivos-VecTor2

El método de NLFEA presenta ciertos desafíos, que pueden significativamente afectar la respuesta simulada de una estructura, esto incluye la selección de los modelos constitutivos.

Para obtener el comportamiento de la estructura en VecTor2 cuando esta es sometida a distintos tipos de carga, se utilizan una serie de modelos constitutivos que conforman cada sección de la respuesta de esfuerzo-deformación¹².

- Respuesta a la compresión pre-pico: Sección de la curva de esfuerzo-deformación del concreto reforzado en compresión uniaxial previo al esfuerzo máximo que el elemento pueda soportar.
- Respuesta a la compresión post-pico: Porción descendente de la respuesta de esfuerzo-deformación.
- Ablandamiento de la compresión: Modelo que contempla la reducción de la fuerza a compresión y rigidez de la estructura debido a la coexistencia de agrietamiento transversal y deformaciones por tensión.
- Rigidez tensional: Modelo que toma en cuenta los esfuerzos de tensión que existen dentro del concreto entre las grietas debido a la interacción de adherencia entre el refuerzo y el concreto.
- Fuerza de confinamiento: Modelo que contempla como el acero transversal o fuera del plano (software bidimensional) genera un confinamiento retrasando la expansión lateral del concreto reforzado, resultando en un aumento de la resistencia a compresión del concreto.
- Dilatación del concreto: Expansión del concreto debido a micro agrietamientos internos, incrementa conforme los esfuerzos a compresión incrementan.

¹² Vecchio y Collins, 1986, p.222

- Esfuerzo de agrietamiento: Modelo que se encarga del cálculo del esfuerzo de agrietamiento.
- Modelo de adherencia: Calcula los esfuerzos de adherencia del refuerzo en el concreto.

Reparación de estructuras con VecTor2

Las estructuras de concreto reforzado son un ejemplo en donde las cronologías de construcción y de carga influyen significativamente en su comportamiento de fuerza-deformación.

La carga a la que es sometida la estructura original genera en muchas ocasiones deformaciones en el concreto y en los materiales de refuerzo. Con el pasar del tiempo, cuando se encuentra aún en servicio, la estructura podría necesitar ser reforzada por medio de la adición de concreto adicional, acero de refuerzo o la colocación de materiales innovadores como los polímeros reforzados con fibra (FRP).

VecTor2 modela la cronología de construcción y de carga permitiendo a los elementos estar en condición acoplada y condición desacoplada en la misma posición de la malla de elementos finitos de la estructura durante el análisis.

Lo elementos acoplados simbolizan porciones de la estructura que se encuentran presentes, contribuyendo a su resistencia y su rigidez. Por otra parte, los elementos desacoplados representan secciones de la estructura que se encuentran ausentes, sin contribuir en su comportamiento, pero experimentando las mismas deformaciones que los elementos que se encuentran en uso, con el objetivo principal de que al momento que se activen, se encuentren en la misma posición que los elementos que sufrieron daños y puedan empezar a contribuir en la rigidez y resistencia de la estructura.

De esta manera, el software permite en primera instancia, generar un modelo que permita simular el daño que la estructura en estudio presenta en la realidad, para luego activar los elementos desacoplados que representan los materiales de reparación y evaluar el

comportamiento general del modelo en su condición reparada.

Preprocesador de datos FormWorks

FormWorks es el preprocesador de VecTor2, es utilizado para brindar datos de entrada, visualización de elementos y facilidades gráficas, permite al usuario realizar el modelaje de la estructura en dos dimensiones con un mayor grado de control en la topología de malla y genera mallas de elementos mezclados para estructuras de concreto reforzado.

Previo al desarrollo de un modelo de elementos finitos, es crucial reconocer y definir el problema de análisis estructural al que se va a enfrentar VecTor2. Es posible asumir ciertas propiedades para el modelo que en ciertos casos no son relevantes, pero es vital recalcar cuales mecanismos o propiedades son críticos en la respuesta estructural para que de esta manera el modelo sea adecuadamente representado.

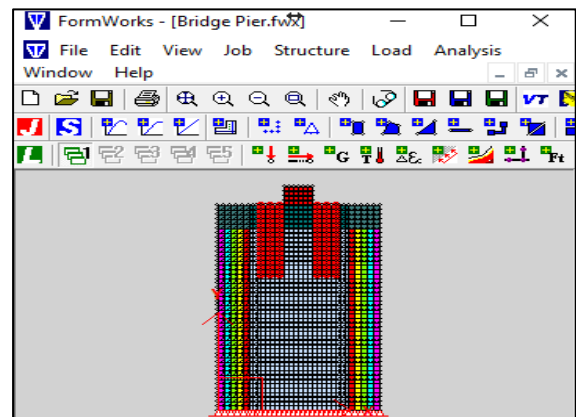


Figura 19. Interface de FormWorks. Fuente: FormWorks, 2012

Post-procesador de datos Augustus

Luego de realizar el modelaje de determinada estructura en FormWorks, y someterla a un análisis con VecTor2, los resultados se muestran en Augustus, el post-procesador del software.

Dentro de él, se puede extraer todo tipo de información necesaria para el tipo de análisis realizado, se mencionan algunas:

- Definición de la estructura, cantidad de nodos, elementos, materiales, tipo de análisis, etc.
- Respuesta global de la estructura.
- Esfuerzos y deformaciones para cada punto de la respuesta, por elemento, por material o de manera global.
- Patrón de agrietamiento, grosores de grieta, secciones críticas.
- Modos de falla, puntos de fluencia para el refuerzo utilizado en el modelo tanto transversal como longitudinal, aplastamiento del concreto, etc.

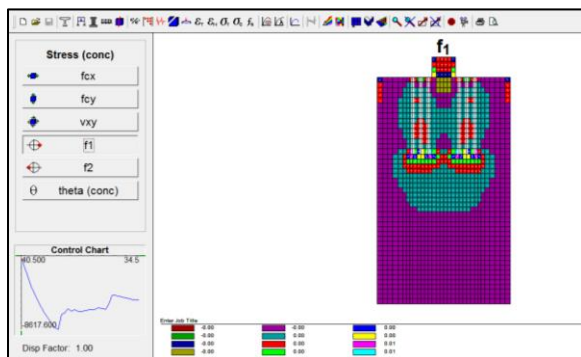


Figura 20. Post-procesador de datos Augustus. Fuente: FormWorks, 2012

Análisis Pushover

La técnica del pushover es un tipo de análisis estático no lineal, que busca generar el colapso de una estructura, por medio de la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se emplean en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga, dando como resultado una curva de fuerza-desplazamiento o curva de capacidad¹³.

¹³ Morales, Rodríguez y Vargas, 2006, p.76

El procedimiento es utilizado con el objetivo de evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones, se puede aplicar también para:

- Verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia de una estructura.
- Estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daños.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre elementos.
- Alternativa de rediseño.
- Encontrar la demanda sísmica real que la estructura podría experimentar.

El modelo de elementos finitos que se construye para realizar el análisis debe de incorporar directamente la no linealidad de los materiales, de manera tal que cuando es empujado hasta un desplazamiento esperado, las deformaciones y fuerzas internas resultantes puedan ser determinadas¹⁴.

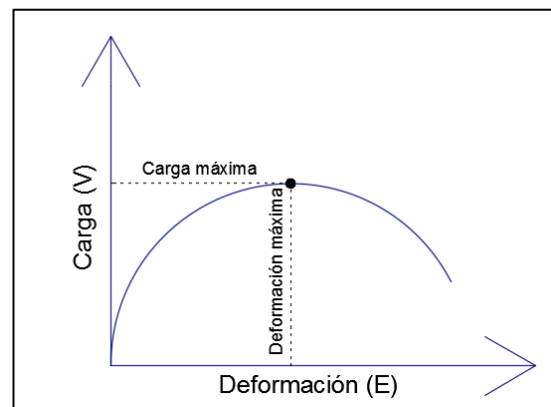


Figura 21. Curva de capacidad típica para una estructura sometida a análisis pushover. Fuente: Elaboración propia.

¹⁴ Vasconez, 2012, p.23

Compuesto FRP

Un material compuesto combina dos o más materiales, estas combinaciones son diseñadas para obtener un material que alcance un rendimiento óptimo de acuerdo con objetivos y características específicas. Un compuesto de polímero reforzado con fibra (FRP) se define como una matriz de polímero (plástico), que está reforzada con fibra con suficiente relación de aspecto (longitud/grosor) para proporcionar una función de refuerzo discernible en una o más direcciones¹⁵.

Estos compuestos difieren de los materiales tradicionales de construcción, ya que poseen propiedades anisotrópicas (acero, aluminio, son isotrópicos) Es debido a esto, que los compuestos de FRP son direccionales, las propiedades mecánicas óptimas se ubican paralelas a la dirección de colocación de la fibra. Sus principales componentes son:

- Epóxico: Se encarga de transferir la tensión entre las fibras de refuerzo, actuar como un pegamento para mantener las fibras juntas y proteger las fibras de daños mecánicos y ambientales.
- Refuerzo: Su función principal es la de llevar la carga a lo largo de la longitud de la fibra para proporcionar resistencia y rigidez en una dirección. Los refuerzos pueden estar orientados para proporcionar propiedades adaptadas en la dirección de las cargas impartidas sobre la estructura. Las fibras de vidrio, aramida y de carbono, son los materiales más utilizados como refuerzo.
- Fillers: Se utilizan para mejorar el rendimiento y reducir el costo del FRP mediante la disminución del uso del epóxico (significativamente más costoso) e impartiendo beneficios como control de contracciones y resistencia a la fisura.

- Aditivos: Expanden la utilidad de los polímeros, mejoran su capacidad de procesamiento y prolongan la durabilidad del producto.

Cuadro 6. Propiedades para distintos tipos de FRP

Material	Modulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a la tensión (MPa)	Deformación última (%)	Densidad (g/cm3)
Carbono (CFRP)	220-240	3500-6000	1.5-2.3	1.5-1.6
Vidrio (GFRP)	70-75	3500-4800	4.5-5.5	1.2-2.1
Aramida (AFRP)	70-80	3500-4000	4.3-5	1.2-1.5

Fuente: Khalid y Shinde, 2005

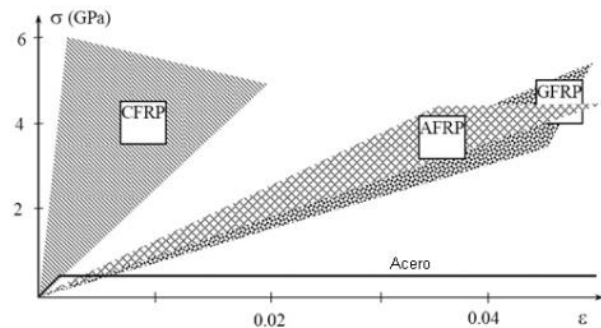


Figura 22. Diagrama esfuerzo-deformación para distintos tipos de FRP. Fuente: Castillo, 2010

El FRP posee grandes ventajas sobre los materiales convencionales y técnicas de rehabilitación de estructuras de concreto reforzado (RC). El incremento en el uso de los FRP para la reparación de las estructuras de RC se atribuye principalmente a sus grandes beneficios, alta resistencia a la corrosión, peso ligero, significativa relación de fuerza/peso, fácil manejo e instalación. Sin embargo, existen algunos factores que limitan su uso frecuente, como el alto costo del material, desconocimiento de información, directrices y publicaciones de técnicas actualmente en uso en países de primer mundo y la ausencia de métodos de diseño de FRP en códigos de construcción¹⁶.

Existen muchas instituciones que poseen un reconocimiento especial en el campo, con una extensa documentación, reuniendo los resultados de investigaciones aplicadas a la ingeniería estructural, algunas de ellas son: Instituto

¹⁵ Potyrala, 2011, p.6

¹⁶ Khalid, Shinde y Pathan, 2008, p.50

Americano de Concreto (ACI), Fundación Nacional Científica (NSF), Asociación Americana de Ensayo de Materiales (ASTM), Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AAHSTO), Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

Desde 1991, ACI ha liderado el desarrollo de regulaciones para el uso de FRP en el reforzamiento de estructuras de concreto y mampostería, con guías para controlar los materiales requeridos y sus diversas aplicaciones (ACI-440.1 hasta ACI-440.7). AAHSTO posee regulaciones para el reforzamiento de puentes (AASHTO FRPS-1). ASCE y FHWA tienen guías para el diseño y construcción en diferentes tipos de estructuras. Entidades similares en Europa y Asia poseen sus propias regulaciones¹⁷.

Reparación de estructuras concreto reforzado (CR) con FRP

Las estructuras de CR se dañan durante sismos cuando las demandas de desplazamiento exceden la capacidad de desplazamiento de la estructura. Estas condiciones ocurren frecuentemente en estructuras antiguas, donde el sistema posee deficiencias en la distribución de rigidez en combinación con miembros ligeramente reforzados que poseen poca ductilidad y una despreciable capacidad de deformación¹⁸.

Existen en la actualidad, pruebas que demuestran que mediante la aplicación externa de FRP, cuando este material es usado como un envoltorio en el proceso llamado jacketing (refuerzo a cortante), sobre una estructura CR ligeramente reforzada, funciona como una medida efectiva para incrementar la ductilidad y la capacidad de deformación al suprimir modos de falla prematuros que usualmente se presentan en miembros con ausencia de un detalle sísmico adecuado¹⁹. Sin embargo, no es posible aumentar de manera significativa la fuerza y consecuentemente la rigidez del elemento únicamente con jackets de FRP. La fuerza y rigidez de la estructura dependen de la cantidad y

el arreglo del refuerzo primario (refuerzo longitudinal). Es debido a esto, que las reparaciones mediante el jacketing con FRP se consideran como una intervención local en estructuras CR.



Figura 23. Jacketing con FRP. Fuente: Barrios y Orrantía, 2014

Por otra parte, la adición de refuerzo externo longitudinal de FRP a la estructura afecta sus características globales (rigidez y fuerza), por lo cual esta técnica se clasifica como intervención global. Cuando esta metodología es utilizada, usualmente debe de ser acompañada con jackets de FRP transversales, las cuales son necesarias para suplementar la fuerza a cortante del miembro, prevenir el pandeo de las tiras longitudinales de refuerzo y contribuir con el anclaje de estas.



Figura 24. Tiras longitudinales de FRP. Fuente: López, 2002

Como parte de una adecuada estrategia de rehabilitación, es esencial eliminar mecanismos de falla frágiles a través del jacketing, de modo que la capacidad de flexión del elemento pueda ser completamente desarrollada y pueda alcanzar el nivel de ductilidad requerido por el diseño.

¹⁷ Mastroviti, 2009, p.5

¹⁸ Barrios y Orrantía, 2014, p.1

¹⁹ Pantazopoulou et al. 2016, p.2

Una extensa evidencia experimental apoya el uso de FRP como un material pertinente en aplicaciones de retro-adaptación, especialmente en vigas, columnas y paredes de CR. El establecimiento de reglas detalladas incluye las siguientes soluciones:

- Aumento de rigidez y fuerza de un miembro utilizando tiras de FRP adheridas a la estructura con el rol de refuerzo primario, esto es mediante la adición de refuerzo instalado en dirección paralela al eje longitudinal de la estructura.
- Incremento de la capacidad a cortante del miembro mediante el uso de FRP con las fibras colocadas de manera ortogonal al eje longitudinal de este.
- Incremento de la ductilidad del sistema utilizando FRP enrollado alrededor de la sección transversal del elemento.
- Mejorar la eficiencia de los empalmes mediante el uso de FRP envuelto alrededor de la sección transversal del miembro.
- Retrasar la aparición de pandeo de barras longitudinales de acero usando FRP enrollado alrededor de la sección transversal.
- Mejora en la capacidad de las uniones viga-columna al utilizar FRP a lo largo de los principales esfuerzos de tensión.

Las soluciones descritas anteriormente poseen un factor común entre ellas, dependen de la acción de confinamiento que el refuerzo de FRP brinde a la estructura que se pretende reparar, la eficacia de cada uno de estos métodos se encuentra condicionada a la magnitud de la presión de confinamiento²⁰.

Cálculo de la presión de confinamiento del FRP

El término FRP jacketing hace referencia a cualquier tipo de aplicación del material en donde las fibras primarias están orientadas transversalmente al eje longitudinal del elemento a reparar y en un mínimo de tres caras (forma de U, forma rectangular) de la sección transversal para facilitar la acción de confinamiento contra cualquier dilatación del concreto.

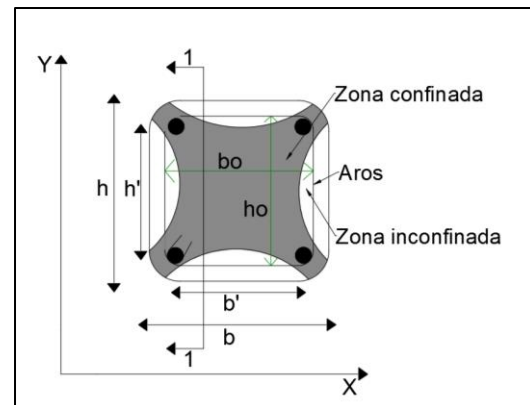


Figura 25. Definición de términos para la estimación de la presión de confinamiento. Fuente: Pantazopoulou, Tastani y Thermou, 2016.

La presión de confinamiento ejercida por la jacket de FRP envolviendo una estructura CR es estimada con referencia a la figura 25. Los esfuerzos del FRP y el confinamiento ejercido a la estructura varía de la esquina hacia el centro de la sección transversal del elemento. La presión de confinamiento promedio σ_x , actuando a lo largo del eje x , es estimado considerando el equilibrio en un plano que cruza la sección transversal a lo largo de la línea 1-1. El procedimiento de cálculo es similar para la presión de confinamiento σ_y , actuando en la dirección del eje y .

$$\sigma_x = \rho_{fw-x} E_f \varepsilon_{fd} + \rho_{sw-x} f_{y,st} \quad (3)$$

$$\sigma_y = \rho_{fw-y} E_f \varepsilon_{fd} + \rho_{sw-y} f_{y,st} \quad (4)$$

²⁰ Pantazopoulou et al. 2016, p.19

El valor de ρ_{fw-x} representa el porcentaje de refuerzo de FRP que aporta en la dirección del eje x ($2t_f/h$) para jackets continuas que tienen un grosor efectivo t_f . De manera similar, $\rho_{fw-y} = (2t_f/b)$. El grosor efectivo es estimado a partir del número de capas n de FRP colocadas en la jacket y el grosor de una sola capa t_o . Por lo tanto, $t_f = t_o n^{0.85}$ para $n > 4$ y $t_f = nt_o$ para $n < 4$. Conforme el número de capas se incrementa, la deformación efectiva del exterior de las capas es reducida debido al incremento de la rigidez de la jacket²¹.

Los parámetros ε_{fd} y E_f corresponden a la capacidad de deformación de diseño para la jacket de FRP y su módulo de elasticidad respectivamente. El factor $\rho_{sw-x} = A_{sw-x}/sh_o$ se define como el porcentaje de acero de refuerzo a cortante en la dirección del eje x , esto es para el acero que está colocado a lo largo de la longitud del elemento con un espaciamiento s y con un área de sección transversal A_{sw-x} . De igual manera $\rho_{sw-y} = A_{sw-y}/sb_o$.

La presión lateral denotada como σ_{lat} es el promedio de σ_x y σ_y , definidas en las ecuaciones 1 y 2 respectivamente.

$$\sigma_{lat} = 0.5(\alpha_f \cdot \rho_{fv} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} + \alpha_w \cdot \rho_{sv} \cdot f_{y,st}) \quad (5)$$

Los parámetros ρ_{fv} y ρ_{sv} se presentan como los porcentajes del refuerzo transversal.

$$\rho_{fv} = \frac{2t_f(h+b)}{hb} \quad (6)$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sw-x}b_o + A_{sw-y}h_o}{sh_o b_o} \quad (7)$$

Para tomar en cuenta la reducción de la eficiencia en el confinamiento en distintas secciones transversales, el coeficiente de efectividad α_f , es utilizado para moderar el esfuerzo de confinamiento por parte del FRP. Este es similar al coeficiente de efectividad α_w , utilizado para el confinamiento que genera el acero de refuerzo.

$$\alpha_w = \alpha_n \alpha_s \quad \alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6b_o h_o} \quad \alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_o}\right)^2 \quad (8)$$

$$\alpha_f = 1 - \frac{(b')^2 + (h')^2}{3bh(1-\rho_g)} \quad (9)$$

El parámetro ρ_g es el porcentaje de refuerzo longitudinal de la sección transversal del elemento, h' y b' representan los lados rectos de la sección transversal envuelta en la jacket luego del suavizamiento de las esquinas de la estructura con un radio R (necesario para la instalación de las láminas de FRP). El coeficiente de efectividad de la jacket FRP α_f , decae con el incremento de la relación de aspecto (b/h) de las dimensiones generales de la estructura. Una reducción mayor se da cuando el FRP se coloca en tiras y sin continuidad a lo largo de la longitud del elemento.

- Para miembros con una sección transversal cuadrada y jacketing continuo, $\alpha_f = 0.5$.
- Para miembros con una sección transversal circular y jacketing continuo $\alpha_f = 1$.
- Para secciones transversal con una relación de aspecto mayor a 3, la efectividad del confinamiento es prácticamente nula, $\alpha_f = 0$.

Verificación de deformación máxima para la jacket de FRP

La deformación admisible de la jacket ε_f , no debe de exceder el límite de diseño $\varepsilon_{f,max} = \varepsilon_{fu}/\gamma_f$, donde γ_f es un coeficiente que toma en cuenta el arreglo de la jacket de FRP y que es tomado de la siguiente tabla:

Cuadro 7. Factor de seguridad de redundancia para el FRP		
Localización del anclaje de FRP	Elemento primario	Elemento secundario
Substrato frágil	$\gamma_f = 3$	$\gamma_f = 2.3$
Completamente envuelto	$\gamma_f = 1.5$	$\gamma_f = 1.25$

Fuente: Pantazopoulou, Tastani y Thermou, 2016

²¹ Pantazopoulou et al. 2016, p.21

El anclaje en sustrato frágil se refiere al jacketing abierto (forma de U) que no encierra el miembro en su totalidad. Caso opuesto es el arreglo completamente envuelto, en donde la jacket de FRP encierra a la estructura en su totalidad.

La deformación de diseño de la jacket de FRP no debe de exceder nunca el límite:

$$\epsilon_{fd} \leq n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max} \quad (10)$$

La deformación de diseño del FRP se encuentra limitada con el objetivo de prevenir una falla local prematura del método de reparación, tales como:

- Ruptura de la jacket de FRP en las esquinas. Este modo de falla ocurre debido a la dilatación lateral del concreto sometido a altas cargas de compresión en la zona de compresión de elementos confinados. Para mitigar este efecto local de ruptura, las esquinas de la sección transversal de la estructura deben de ser suavizadas con un arco de radio R .
- Falla por desadherencia en una estructura totalmente envuelta en FRP. La capa exterior es la más susceptible a sufrir este fenómeno, debido a que la fuerza de cortante del adhesivo en el interior de las capas es gobernada por la fricción debido al confinamiento.

El factor n_1 toma en cuenta el radio R que se le debe realizar a las esquinas de la sección transversal para la instalación del recubrimiento de FRP (jacketing), este factor es conocido como factor de eficiencia de deformación.

$$n_1 = 0.25 + 2(R + D_b)/b' \leq 1 \quad (11)$$

El componente D_b representa el diámetro del acero de refuerzo utilizado. La ecuación 11 es válida para secciones rectangulares, para estructuras con corte transversal circular $n_1 = 1$.

El factor n_2 valora la longitud traslape de la envoltura de FRP.

$$n_2 = l_b^{avail} / l_b^{min} \leq 1 \quad (12)$$

El valor de l_b^{avail} es la longitud disponible de la sección transversal del elemento donde la envoltura de FRP va a ser colocada. La longitud mínima de traslape de la capa exterior de la jacket es:

$$l_b^{min} = 1.6 \sqrt{E_f t_o S_{ao} / \tau_a} \quad (13)$$

El factor τ_a representa la fuerza de cortante del adhesivo del FRP, S_{ao} cuantifica la deformación en el instante de falla del adhesivo a cortante.

El factor n_3 toma en cuenta la falla por desadherencia del FRP.

- Para estructuras totalmente envueltas, $n_3 = 1$.
- Para arreglos tipo-U con detalles particulares para asegurar la jacket contra la desadherencia, $n_3 = 1$.
- Para arreglos tipo-U sin ninguna consideración especial, $n_3 = 0.85$.

Esfuerzo y deformación máxima para estructuras CR con FRP

La fuerza de la estructura de concreto confinada con FRP, f_{cc} , y su correspondiente deformación, ϵ_{cc} , se obtiene a partir de las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = f_{ck} + 3\sigma_{lat} \quad (14)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}(1 + 15 \sigma_{lat} / f_{ck}) \quad (15)$$

Donde el factor f_{ck} representa el esfuerzo máximo a compresión del concreto (f'_c). σ_{lat} es la presión lateral de confinamiento ejercida por el FRP, calculada en la ecuación 3. ϵ_{co} representa el valor de deformación máxima del concreto inconfinado.

Cálculo de fuerza a cortante de la estructura confinada con FRP

La fuerza a cortante de estructura CR envueltas con FRP, V_{Rd} , debe de exceder la fuerza a flexión para prevenir una falla prematura por cortante.

La fuerza a cortante, V_{Rd} , del elemento reparado reúne las contribuciones del miembro original, $V_{Rd,o}$ y las de la jacket de FRP, $V_{Rd,f}$.

$$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f} \quad (16)$$

La fuerza a cortante de la estructura original $V_{Rd,o}$ toma a su vez las contribuciones del acero, $V_{Rd,s}$, y el concreto, $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = 0.41\sqrt{f_{ck}} * (b * x) \quad (17)$$

$$V_{Rd,s} = \rho_{sw-x} * b_o * h_o * f_{y,st} \quad (18)$$

El término $x = \xi d$, representa la profundidad de la zona de compresión de la distribución triangular de esfuerzos.

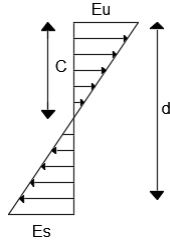


Figura 26. Distribución triangular de esfuerzos para estructura de concreto reforzado. Fuente: Elaboración propia

La contribución de la jacket de FRP, $V_{Rd,f}$, se obtiene a partir de:

$$V_{Rd,f} = \rho_{f-x} * b * h * f_{fwd} \quad (19)$$

El término $f_{fwd} = E_f * \varepsilon_{fd}$, se consigue a partir del producto del módulo de elasticidad de la jacket, E_f , y la deformación de diseño del FRP, obtenida de la ecuación 8. El componente ρ_{f-x} definido como el porcentaje de refuerzo del FRP en la ecuación 1, fue utilizado asumiendo que la fuerza a cortante a la que está siendo sometida la estructura se encuentra en la dirección del eje x .

Ductilidad de estructuras CR con FRP

La capacidad de ductilidad de la estructura, μ_Δ , como función de la presión lateral es estimada de la siguiente manera:

$$\mu_\Delta = 1.3 + 12.4(0.5(k_f^c \rho_{fv} E_f \varepsilon_{f,eff}) / f_{ck} - 0.1) \quad (20)$$

Donde $\varepsilon_{f,eff} = \varepsilon_{f,max} = \varepsilon_{fu} / \gamma_f$, representa el esfuerzo máximo del FRP definido en la ecuación 10. El término k_f^c , cuantifica la rigidez total de la estructura rehabilitada.

Metodología

Fase I

Como primer paso para el desarrollo de la metodología, fue necesario realizar un compendio exhaustivo de las características generales y específicas de la pila en estudio, esto con el objetivo de reunir la información necesaria para la construcción del modelo analítico de elementos finitos.

Con la información suministrada por los programas de eBridge y LANAMME, los informes de inspección que existen de la estructura, y la información encontrada en la herramienta computacional del MOPT, SAEP, se extrajeron sus características generales y se desarrollaron nuevos planos estructurales que incluyen:

- Información general de la estructura: Ubicación, longevidad, tipo de puente, tipo de ruta en la que se encuentra, distancia a los océanos, cercanía a falla sísmica, códigos utilizados para su diseño y construcción, cargas de diseño (cargas temporales, permanentes y accidentales)
- Dimensionamiento y principales secciones de la estructura: Dimensiones globales y específicas para cada componente de la pila. Detalles típicos y ubicaciones exactas del acero convencional y postensado para cada sección en la que se subdivide, sección hueca, sección sólida, llave sísmica, dispositivos de transmisión de carga entre la superestructura y la subestructura, fundación.
- Materiales presentes: Propiedades mecánicas características del acero convencional de refuerzo, acero postensado y concreto utilizado.



Figura 27. Elevación de pila con concreto postensado en el puente sobre el río de Tárcoles. Fuente: eBridge, 2016

Fase II

A partir de los datos generados en la primera fase y con la herramienta de modelaje no lineal VecTor2, se desarrollaron dos modelos analíticos que representan la condición original y la condición actual de la pila, con los objetivos de analizar y comparar su comportamiento cuando son sometidas únicamente a la carga axial que reciben de la superestructura y de simular el daño que presenta la pila en la actualidad (agrietamiento severo paralelo a la altura del miembro) previo a la aplicación de la metodología de reparación.

La construcción de ambos modelos en el software es similar, las dimensiones de los elementos finitos y la discretización utilizada para generar la malla que simula el concreto con refuerzo tipo “smeared” fue la misma, de igual manera el acero postensado como acero discreto.

La principal diferencia radica en el método de transmisión de cargas entre la viga y la pila. En el modelo de la condición original, la pila recibe la carga a través de 4 almohadillas de neopreno, distribuidas a lo largo de la superficie de la

estructura, que funcionan originalmente como apoyos expansivos. En el modelo de la condición actual, se generó el daño que la pila presenta en la actualidad, a partir de la alteración en la distribución de cargas, pasando de 4 puntos de contacto (almohadillas de neopreno) a un solo punto de contacto (llave sísmica) con una carga axial puntual.

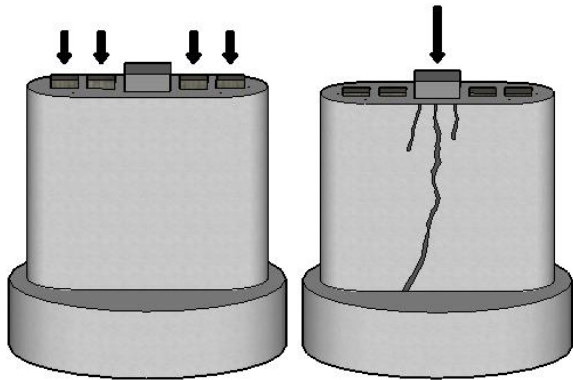


Figura 28. Representación gráfica de los modelos de condición original y actual de la pila. Fuente: Elaboración propia.

Fase III

Con base a las disposiciones europeas de diseño sísmico para la retroadaptación de estructuras de concreto reforzado con FRP, se realizó el procedimiento y el diseño de la metodología de reparación mediante la colocación de láminas (jacketing) de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) adheridas externamente como refuerzo a cortante de la estructura.

El diseño se fundamenta en la presión de confinamiento que ejercen las hojas de CFRP sobre la pila. Los cálculos correspondientes se realizaron para encontrar la cantidad de capas y los valores de presión que el material ejerce en las dos componentes (vertical y horizontal) de la sección transversal de la pila. Añadido a esto, se verifica la máxima deformación que el CFRP puede soportar previo a la falla para la estructura en estudio.

El cálculo de la fuerza máxima a cortante que la pila retroadaptada (confinada con CFRP) soporta se realiza en esta sección, en base a las contribuciones del concreto y el acero de refuerzo en el estado original de la pila y el aporte del

jacketing con CFRP. Por último, se realiza una estimación de la capacidad de ductilidad que la estructura puede generar.

Fase IV

Con base a los cálculos realizados se desarrolla el modelo final de elementos finitos con las láminas de CFRP adheridas a este.

Para ello, se utilizó la metodología de acoplado y desacoplada característica de VecTor2, en donde se modeló la estructura de manera similar a los dos previos modelos con la gran diferencia de que esta ocasión, el modelo se llevó en primera instancia a su condición actual (agrietamiento) y luego se añadieron los materiales de reparación (CFRP) e inyección de cemento. En adición a esto, se ejecutó una respuesta de adherencia basada en el método de fractura de energía para simular el comportamiento de adherencia entre el FRP y la pila de puente. Las láminas de CFRP se modelaron con elementos barra a lo largo de la altura de la estructura y la adherencia con elementos vínculo en cada nodo incidente entre el concreto y el CFRP.

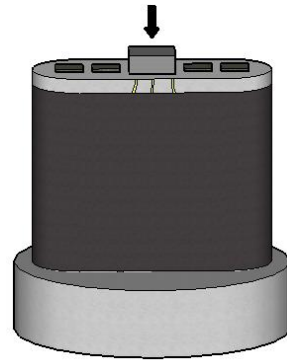


Figura 29. Representación gráfica del modelo reparado. Fuente: Elaboración propia

Fase V

Como fase final del proyecto, los modelos en sus tres estados: condición original, condición actual y condición reparada, son sometidos a cargas laterales que simulan el movimiento sísmico, con el objetivo de evaluar su comportamiento y verificar la efectividad de la metodología.

Se ejecutaron distintos análisis estáticos no lineales tipo pushover en las diferentes condiciones de la estructura, variando la configuración de la carga axial de acuerdo con la condición de la pila en estudio, empujándola lateralmente desde la llave sísmica con un incremento gradual de carga hasta llevarla a su colapso.

Resultados

Levantamiento de detalles específicos de la estructura

Todas las dimensiones se encuentran en centímetros.

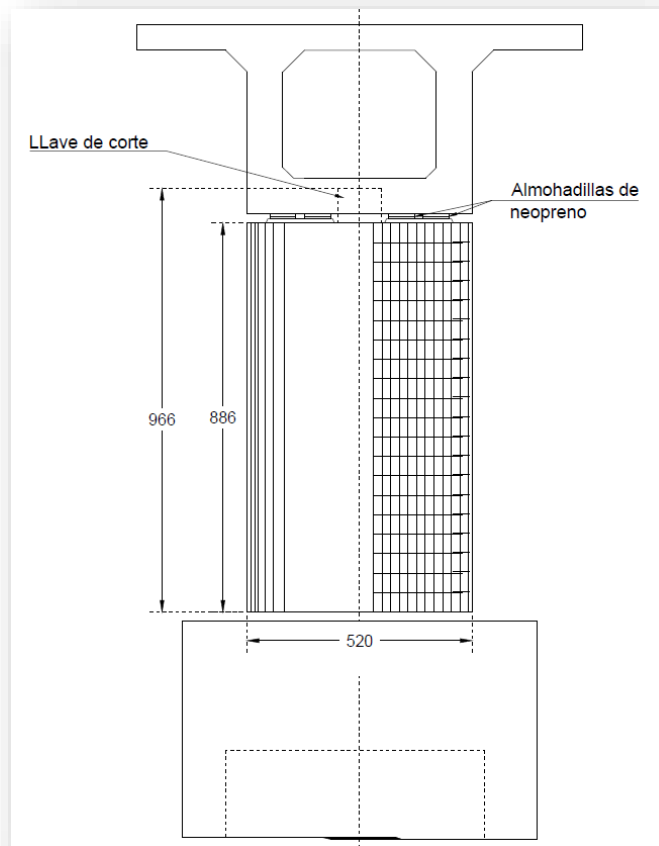


Figura 30. Vista general de la pila #3. Fuente: Elaboración propia.

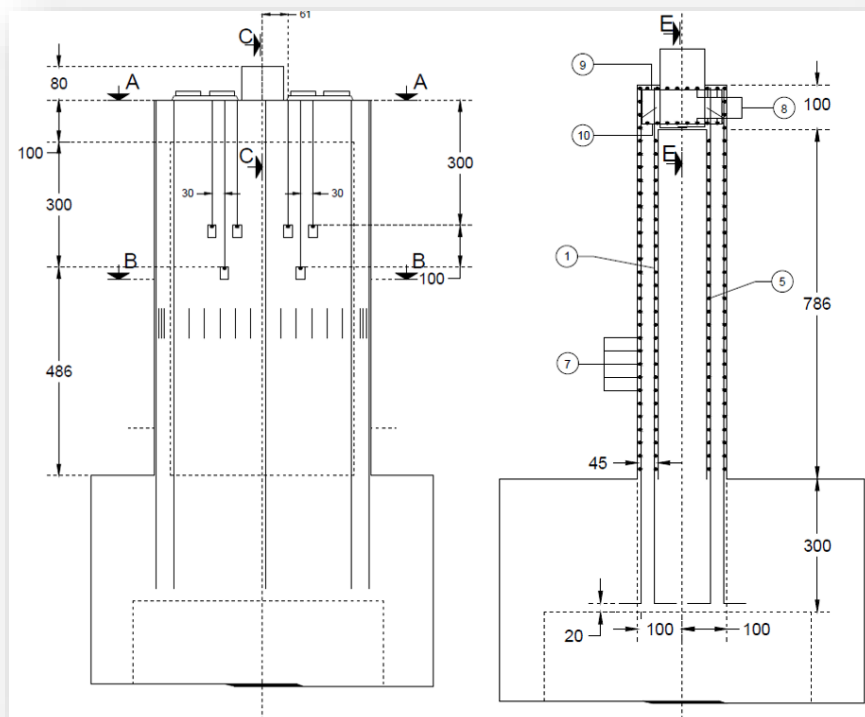


Figura 31. Elevación y vista lateral de la pila #3. Fuente: Elaboración propia.

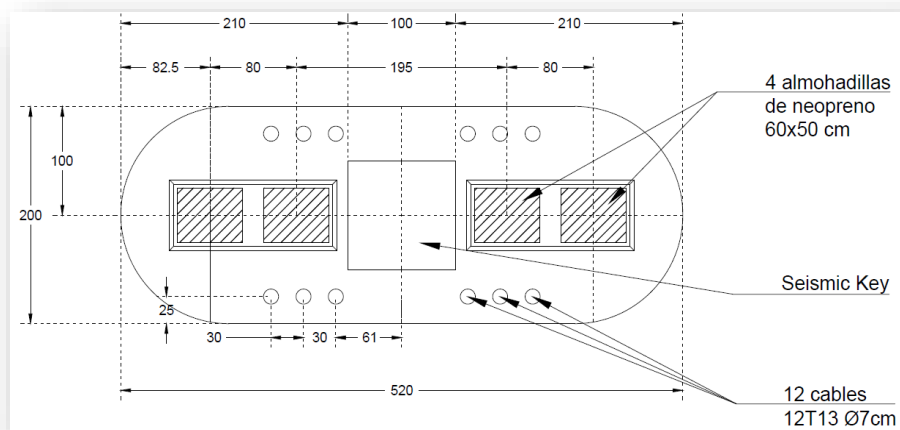


Figura 32. Vista superior de la pila #3. Fuente: Elaboración propia.

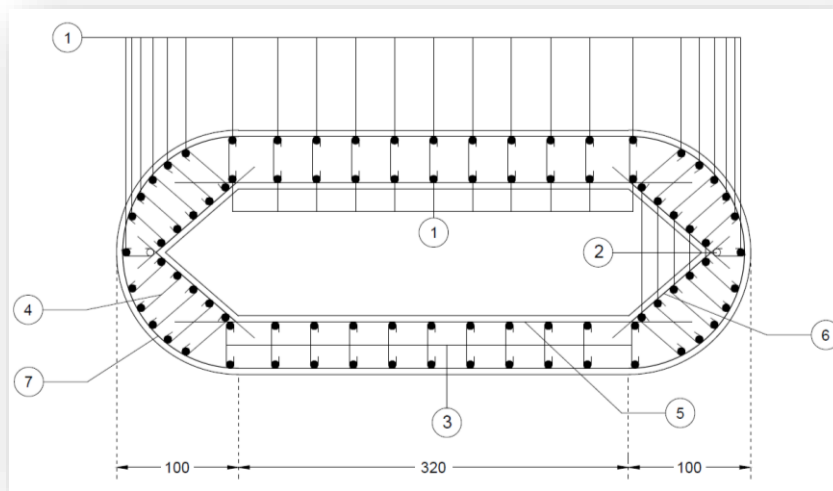


Figura 33. Configuración de acero de refuerzo de la sección hueca de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

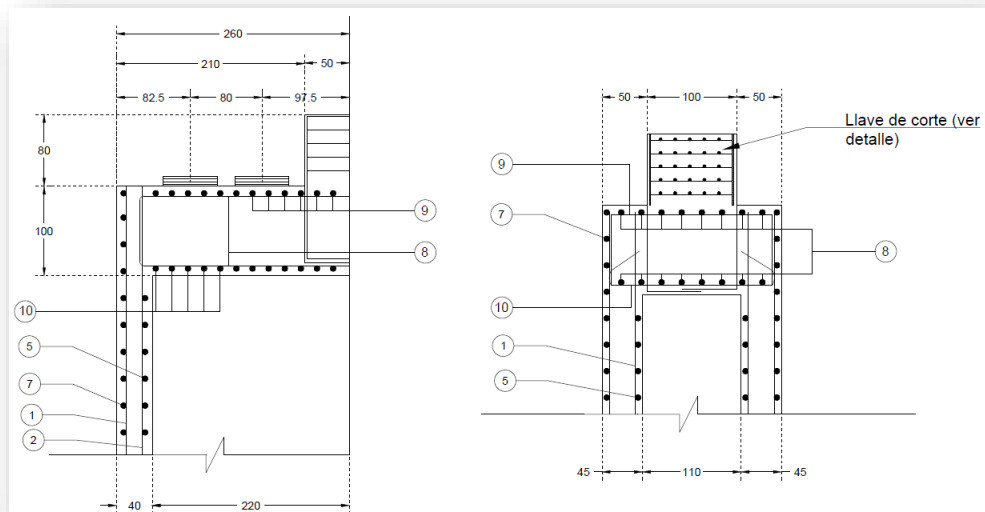


Figura 34. Configuración de acero de refuerzo para sección sólida del elemento. Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 8. Configuración de acero de refuerzo en la pila

No.	Diametro (in)	Diametro (mm)	Longitud (cm)	Espaciamiento (cm)	Elementos	Dirección	Bosquejo
1	1 1/4 "	31.7	881	32	66	Longitudinal	—————
2	1 "	25.4	881	32	22	Longitudinal	—————
3	3/8 "	9.5	55	30	660	Tranversal	(—————)
4	3/8 "	9.5	Variable	30	660	Tranversal	(—————)
5	3/8 "	9.5	400	30	60	Tranversal	—————
6	3/8 "	9.5	140	30	120	Tranversal	—————
7	3/8 "	9.5	658.5	30	60	Tranversal	—————
8	5/8 "	15.9	690	25	16	Transversal	—————
9	5/8 "	15.9	366	20	26	Transversal	—————
10	5/8 "	15.9	296	20	26	Transversal	—————
11	1 "	25.4	526	14	14	Longitudinal	—————
12	1/2 "	12.7	269	30	32	Transversal	—————

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 9. Propiedades del acero de refuerzo

Propiedades	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia (fy)	420	MPa
Esfuerzo último (fu)	620	MPa
Modulo de elasticidad(Es)	200000	MPa
Deformación zona de endurecimiento (esh)	15	me
Deformación última (eu)	80	me

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 10. Propiedades del acero postensado

Propiedades	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia (fy)	1570	MPa
Esfuerzo último (fu)	1765	MPa
Modulo de elasticidad(Es)	197500	MPa
Deformación zona de endurecimiento (esh)	10	me
Deformación última (eu)	80	me
Preesfuerzo (Dep)	0.101	me
Area sección transversal (A)	2260	mm ²
Diametro (db)	38	mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 11. Cargas aplicadas a la pila

Tipo	Toneladas	kilo-Newtons
Muerta	1481	14524
Viva	276	2707
Total	1757	17231

Fuente: Elaboración propia.

Modelo de elementos finitos pre-reparado

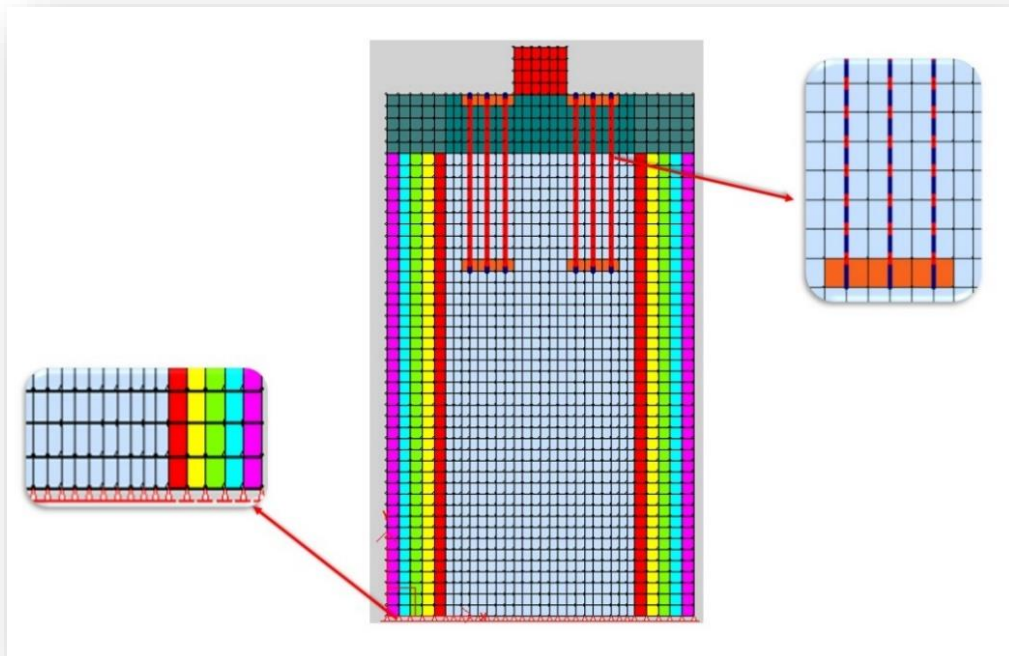


Figura 35. Modelo analítico de la pila en su condición original. Fuente: Elaboración propia.

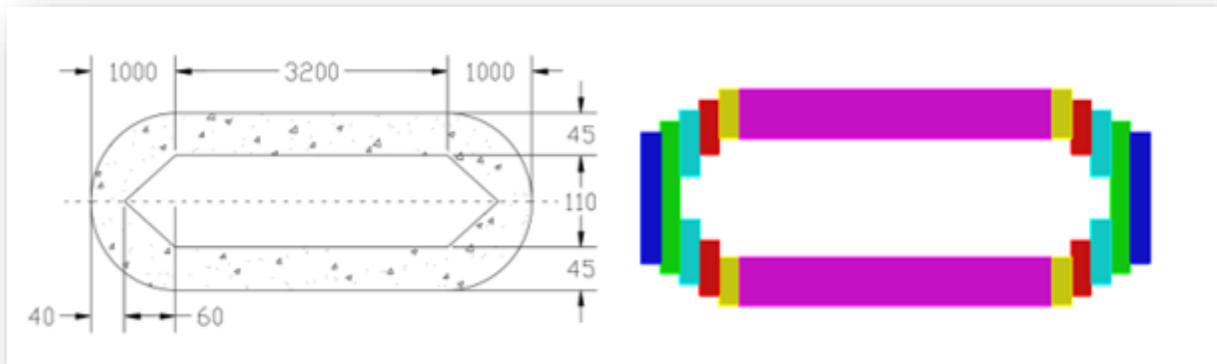


Figura 36. Simulación de sección curva en Vector2. Fuente: Elaboración propia



Figura 37. Comparación entre la condición actual de la pila y el modelo analítico sometido a carga axial concentrada. Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 12. Comparación de resultados entre el modelo real y analítico		
Aspectos	Reportes de inspección	VecTor2
Patrón de agrietamiento	Paralelo a la altura de pila	Paralelo a la altura de pila
Máximo grosor de grieta	7.5 mm	6.9 mm
Fluencia del acero a cortante	Si	Si

Fuente: Elaboración propia.

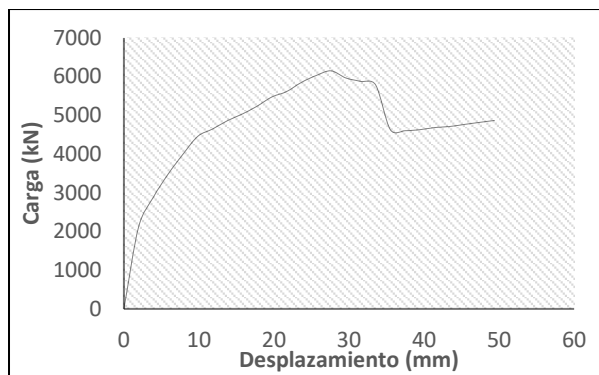


Figura 38. Análisis pushover para modelo con carga lateral aplicada únicamente. Fuente: Elaboración propia.

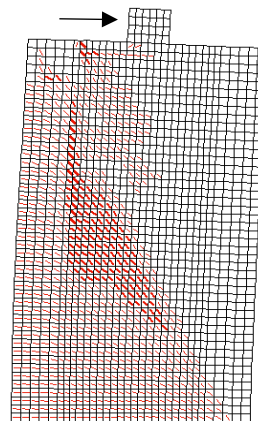


Figura 39. Patrón de agrietamiento y deformación de modelo con carga lateral únicamente. Fuente: Elaboración propia.

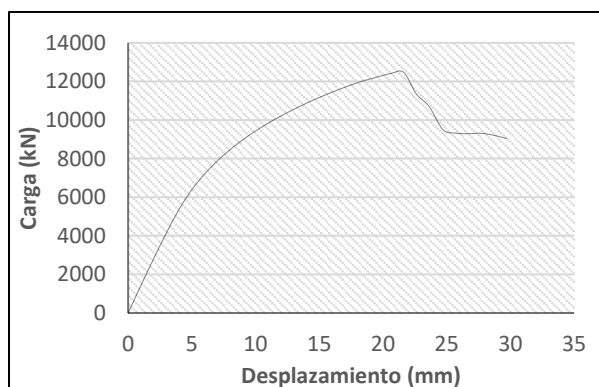


Figura 40. Análisis pushover para la condición original de la pila. Fuente: Elaboración propia.

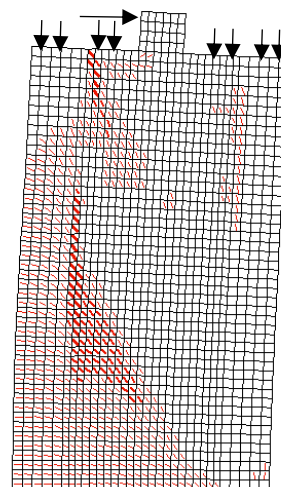


Figura 41. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición original de la pila. Fuente: Elaboración propia.

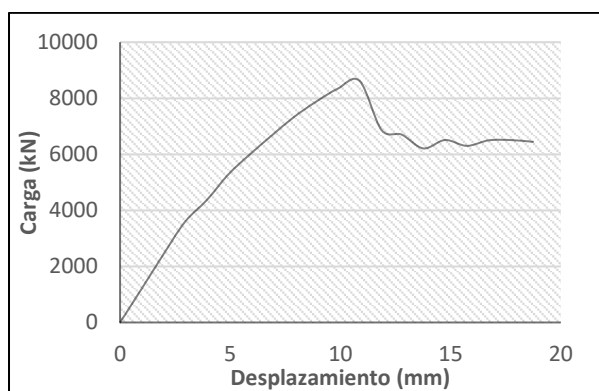


Figura 42. Análisis pushover para la condición actual de la pila. Fuente: Elaboración propia.

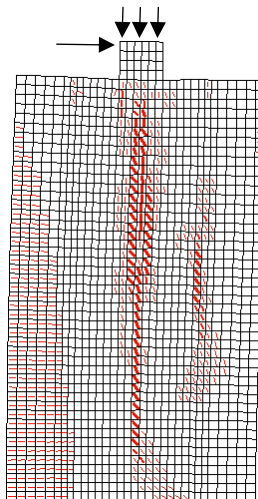


Figura 43. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición actual de la pila. Fuente: Elaboración propia.

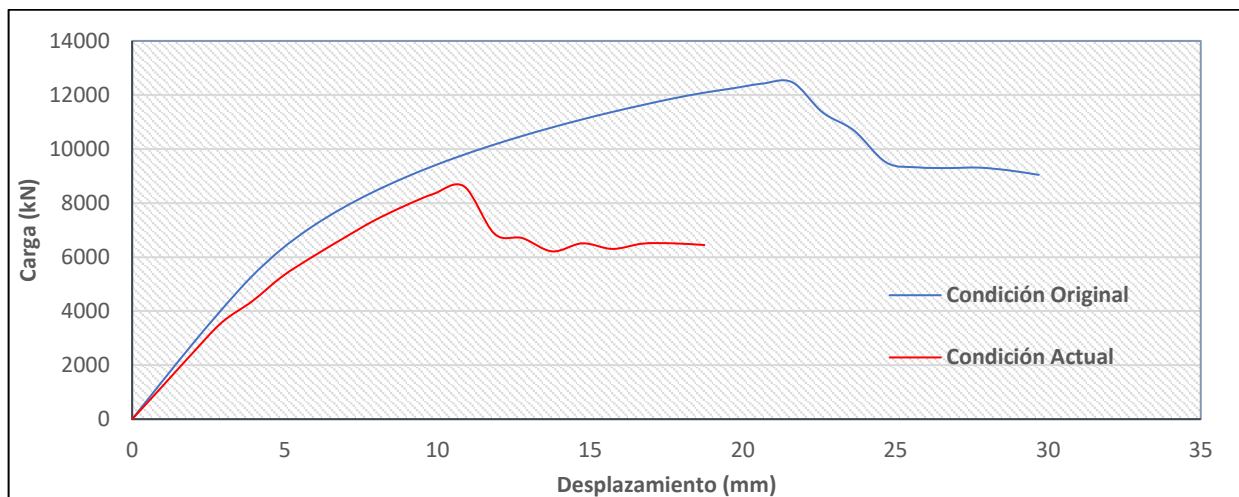


Figura 44. Diferencia de comportamiento en la curva de capacidad para la pila en su condición original y actual cuando es sometida a carga lateral. Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 13. Rendimiento de la estructura en condición original y actual cuando es sometida a carga lateral							
Modelo	Fluencia global		Máximo		Último		Capacidad de ductilidad ($\Delta u / \Delta y$)
	Desplazamiento Δy (mm)	Carga (kN)	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Desplazamiento Δu (mm)	Carga (kN)	
Condición original	13.1	10618.2	21.6	12471.2	24.3	9977.0	1.9
Condición actual	8.8	7870.7	10.9	8617.6	11.8	6894.1	1.4

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de las láminas de CFRP

Cuadro 14. Resumen de diseño a cortante del CFRP				
Presión de confinamiento				
$\sigma_{lat} = 0.5(\alpha_f \cdot \rho_{fv} \cdot E_f \cdot \epsilon_{fd} + \alpha_w \cdot \rho_{sv} \cdot f_{y,st})$	7.82			MPa
Deformación máxima de diseño de la jacket de FRP, ϵ_{fd}				
$\epsilon_{fd} \leq n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max}$				
$\epsilon_{fd} \leq n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max} =$	0.0022	\leq	0.0034	\therefore Si cumple
Fuerza a cortante del elemento confinado con FRP				
$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f}$				
$V_{Rd,c} = 0.5\sqrt{f_c} * (b * z_d)$	5158.61			kN
$V_{Rd,s} = \rho_{sw-x} * b_o * h_o * f_{y,st}$	-			kN
$V_{Rd,f} = \rho_{f-x} * b * h * f_{fwd}$	7671.34			kN
$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f}$	12829.96			kN
Capacidad de ductilidad de la estructura				
$\mu_{\Delta} = 1.3 + 12.4(0.5(k_f^c \rho_{fv} E_f \epsilon_{fu,d})/f_c - 0.1)$			3.30	

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 15. Propiedades utilizadas de las láminas de CFRP		
Propiedad	Valor de prueba típico	Valor de diseño
Esfuerzo máximo a tensión en dirección primaria de fibra	986 MPa	834 MPa
Deformación última	95.8 GPa	87 GPa
Módulo de elasticidad	1%	0.85%
Grosor nominal de lámina	1 mm	1 mm

Fuente: Elaboración propia.

Modelo de elementos finitos reparado

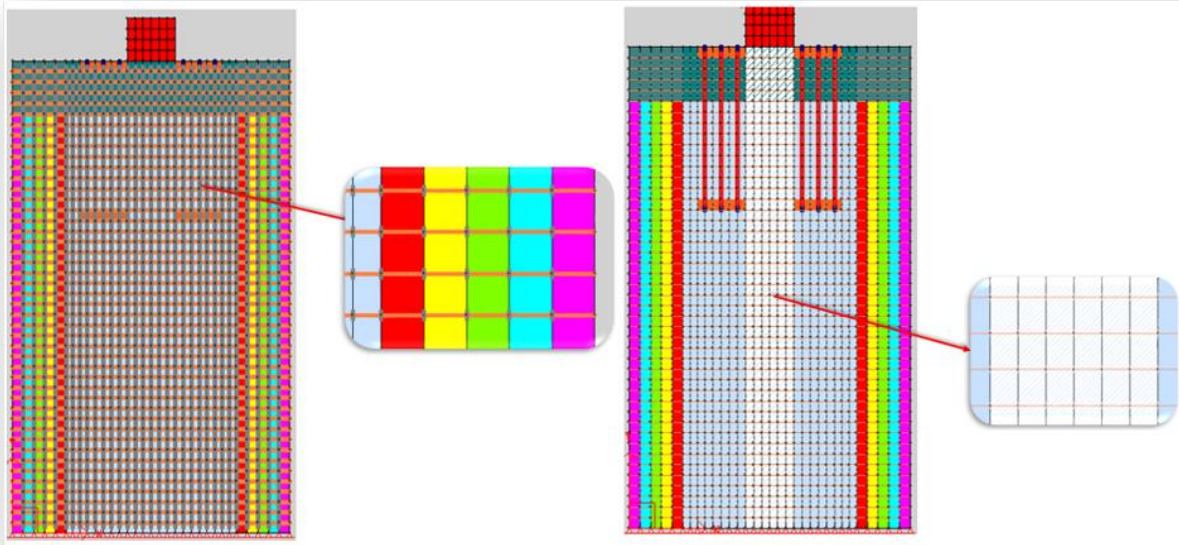


Figura 45. Modelos de elementos finitos con metodología de reparación con CFRP e inyección de concreto con CFRP, respectivamente. Fuente: Elaboración propia.

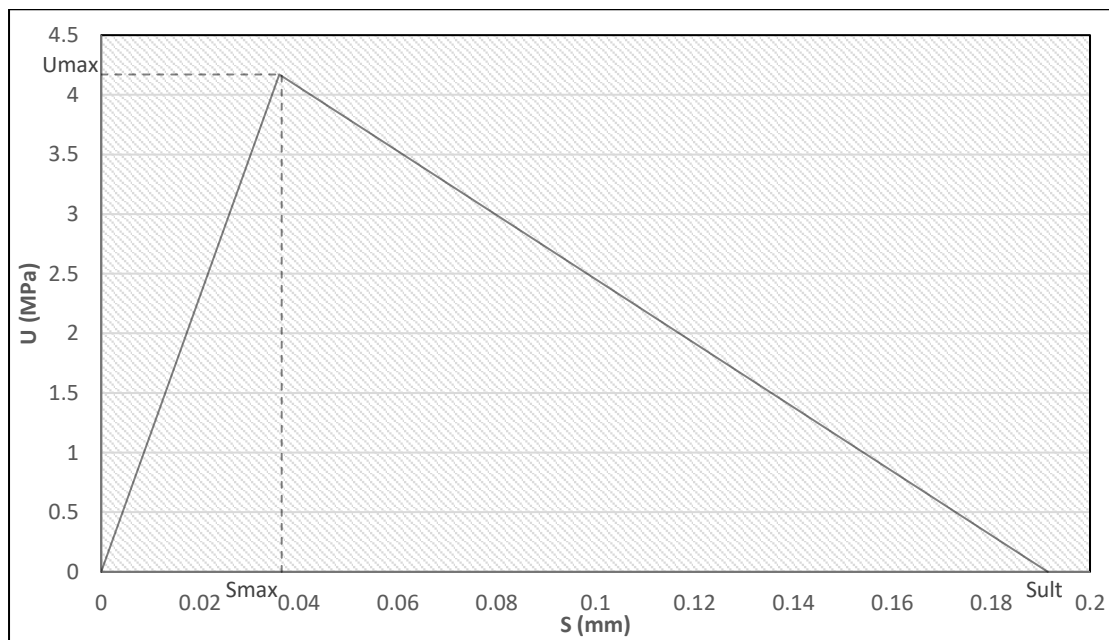


Figura 46. Comportamiento de adherencia para el CFRP basado en el método de fractura de energía. Fuente: Elaboración propia.

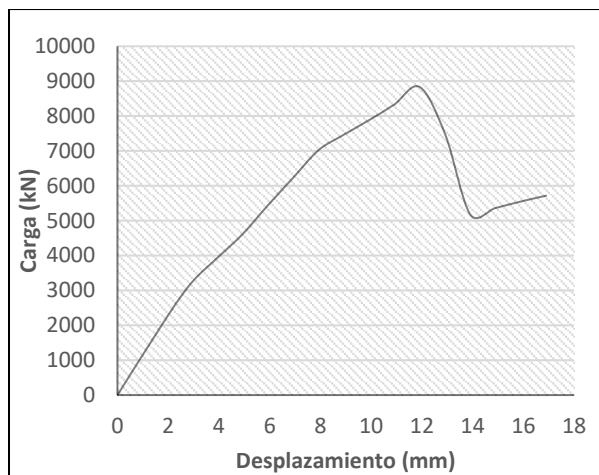


Figura 47. Análisis pushhover para la condición reparada de la pila con inyección de cemento. Fuente: Elaboración propia.

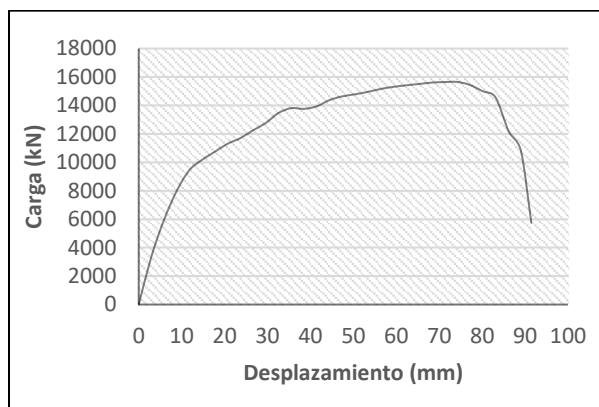


Figura 49. Análisis pushhover para la condición reparada de la pila con CFRP perfectamente adherida. Fuente: Elaboración propia.

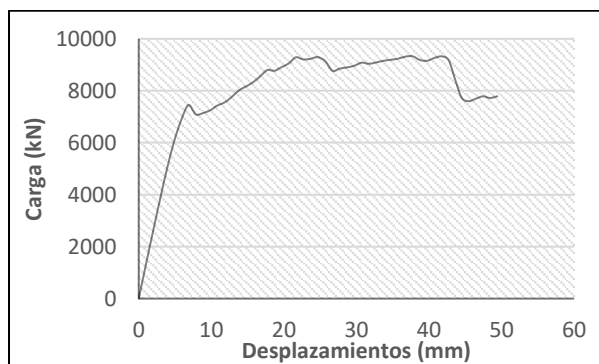


Figura 51. Análisis pushhover para la condición reparada de la pila con 1 capa de CFRP parcialmente adherida. Fuente: Elaboración propia.

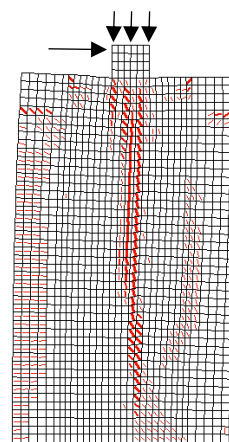


Figura 48. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición reparada de la pila con inyección de concreto. Fuente: Elaboración propia.

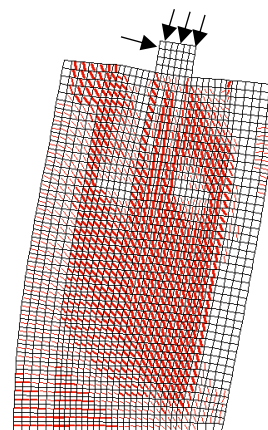


Figura 50. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición reparada de la pila con CFRP perfectamente adherida. Fuente: Elaboración propia.

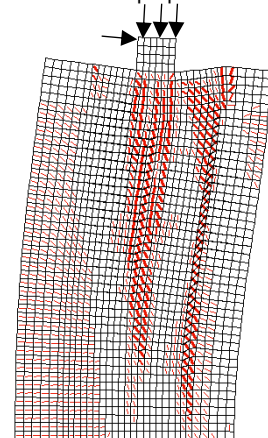


Figura 52. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición reparada de la pila con 1 capa de CFRP parcialmente adherida. Fuente: Elaboración propia.

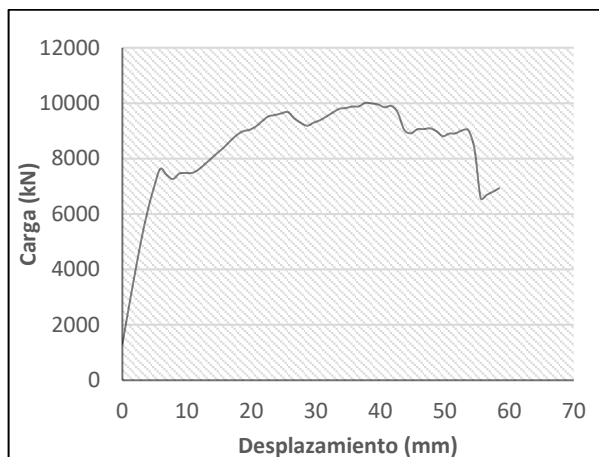


Figura 53. Análisis pushhover para la condición reparada de la pila con 2 capa de CFRP parcialmente adheridas. Fuente: Elaboración propia.

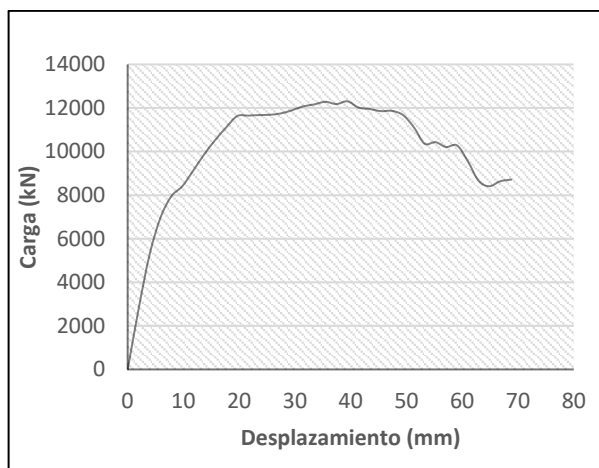


Figura 55. Análisis pushhover para la condición reparada de la pila con inyección de cemento y 1 capa de CFRP. Fuente: Elaboración propia.

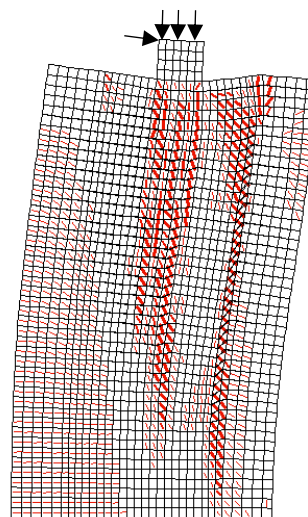


Figura 54. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición reparada de la pila con 2 capas de CFRP parcialmente adheridas. Fuente: Elaboración propia.

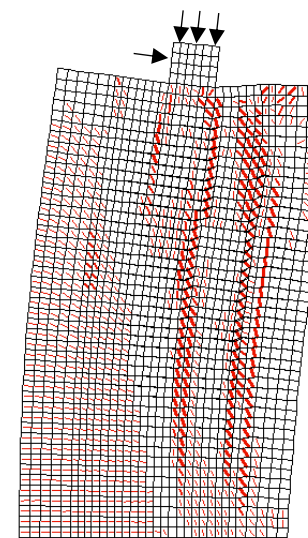


Figura 56. Patrón de agrietamiento y deformación para la condición reparada de la pila con inyección de cemento y 1 capa de CFRP parcialmente adherida. Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 16. Comparación de comportamientos de la estructura en su condición original, actual y reparada

Modelo	Fluencia Global		Máximo		Último		Capacidad de Ductilidad ($\Delta u/\Delta y$)
	Desplazamiento Δy (mm)	Carga (kN)	Desplazamiento Δy (mm)	Carga (kN)	Desplazamiento Δy (mm)	Carga (kN)	
Unicamente carga lateral	17.4	5200.8	27.6	6149.2	35.0	4919.4	2.0
Condición Original	13.1	10618.2	21.6	12471.2	24.3	9977.0	1.9
Condición Actual	8.8	7870.7	10.9	8617.6	11.8	6894.1	1.4
Inyección de cemento	9.2	7877.1	11.9	8832.7	12.9	7066.2	1.4
CFRP (Perfectamente adherida)	32.0	13339.0	74.1	15652.3	85.7	12521.8	2.7
1 Capa CFRP (Parcialmente adherida)	11.3	7500.0	37.7	9327.7	45.0	7462.2	4.0
2 Capas CFRP (Parcialmente adherida)	15.3	8116.1	38.7	10009.8	55.0	8007.8	3.6
Inyección de cemento con 1 capa CFRP (Parcialmente adherida)	17.0	10819.0	39.0	12305.0	60.0	9844.0	3.5

Fuente: Elaboración propia

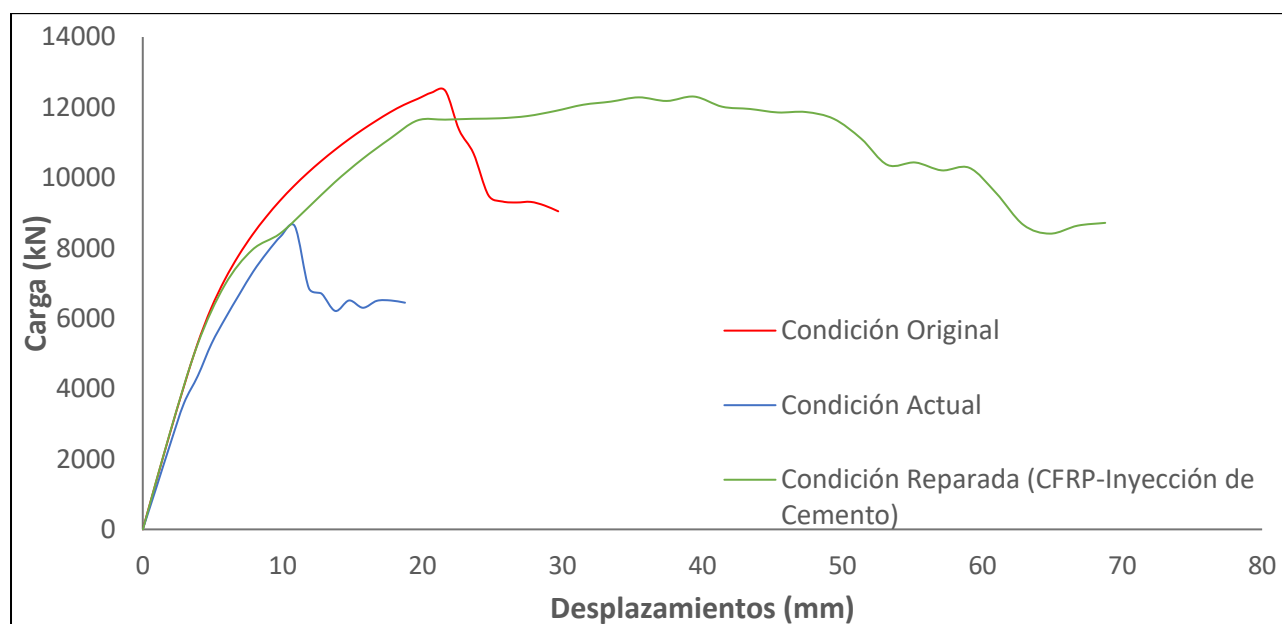


Figura 57. Comportamiento de la pila en su condición original, actual y reparada. Fuente: Elaboración propia

Análisis de los resultados

Estudio preliminar de la pila de puente

Es indispensable para la realización de un modelo de elementos finitos que pueda replicar la realidad en VecTor2, tener un conocimiento previo sobre el comportamiento esperado de la estructura que se está pronto a estudiar, es debido a esto que fue necesario un estudio detallado de las propiedades y características de la estructura.

La pila es de concreto ($f'_c=34$ MPa) con una sección transversal ovalada, las dimensiones nominales como se muestra en la figura 30, son de 8.85 metros de altura, 5.20 metros de ancho y un grosor variable debido a las subdivisiones del elemento. En su parte inferior, cuando se mide desde la base de la pila hasta los 7.85 metros de altura, posee una sección transversal hueca como se muestra en la figura 33, el restante metro está compuesto por una sección completamente sólida (figura 34). Esta subdivisión se debe a la necesidad de distribuir los esfuerzos de compresión que recibe la estructura en su superficie, por ende, la sección superior (sección crítica) es completamente sólida, con una mayor cuantía de acero como se aprecia en la figura 34, esto genera una mayor rigidez para restringir posibles deformaciones.

Originalmente, la pila cuenta en su superficie, con una llave de corte la cual fue diseñada como un dispositivo sísmico para tomar la carga lateral (fuerza sísmica), junto con 4 almohadillas de neopreno distribuidas en la superficie de la estructura como se muestra en la figura 32, cuya función es la de transmitir las cargas gravitacionales provenientes de la superestructura.

La pila utiliza acero de refuerzo típico y acero postensado. En la figura 33 y 34, se aprecia la configuración del acero de refuerzo típico para la sección hueca y sólida respectivamente. En la figura 32, se expone la distribución del acero postensado. En total son doce los mecanismos de

postensado que se le realizaron a la pila en su condición original. La presencia del postensado en los 3 primeros metros medidos verticalmente desde la superficie de la estructura (figura 31), se debe al comportamiento de la pila cuando esta es sometida a la carga sísmica, ya que dicha fuerza lateral al ser aplicada en la llave de corte genera un momento que el acero de refuerzo típico presente en la pila no es capaz de soportar en dicha distancia. Las características y propiedades mecánicas que presenta este material (Cuadro 10) eliminó la necesidad de diseñar una pila con dimensiones nominales mayores a las actuales con inclusive una mayor cuantía de acero de refuerzo típico.

Modelo de elementos finitos de la pila pre-reparada

A partir de los datos generados en el estudio preliminar, se procedió a la construcción del modelo de elementos finitos de la pila en el estado de pre-reparación.

Malla de elementos finitos

La malla de elementos finitos está compuesta por todos los elementos que simulan la forma y la composición interna de la pila. Se utilizaron un total de 1500 elementos rectangulares para la formulación de la estructura, divididos entre la sección hueca, sección sólida y llave sísmica, como se aprecia en la figura 35. Cada elemento rectangular básicamente simula el concreto de la pila, estos elementos tienen cada uno dimensiones en la dirección horizontal de 200 mm y en la dirección vertical de 195 mm, manteniendo una relación de aspecto de 3:2, garantizando una

matriz de rigidez de tamaño razonable y un tiempo moderado de análisis computacional²².

VecTor2 evalúa únicamente las estructuras en dos dimensiones, debido a esto, para reflejar la realidad en el modelo, el enfoque que se le realizó a la pila al poseer una sección transversal inferior hueca y ovalada fue distinto, como se aprecia en la figura 36, una comparación es hecha entre la sección transversal hueca de la pila de concreto y la sección transversal generada en VecTor2, cada color representa un material con distintos grosores, para simular el efecto curvo y hueco que el miembro posee en la realidad.

Acero de refuerzo típico

A partir del detalle típico presentado en las figuras 33 y 34, para la configuración del acero de refuerzo típico en la estructura tanto en dirección horizontal como vertical, este material se modeló como refuerzo tipo smeared, brindando las propiedades mecánicas del acero que se muestran en el cuadro 9 a cada elemento rectangular creado, variando únicamente su dirección de colocación (longitudinal, vertical) y el porcentaje de acero presente en cada sección de la pila.

El acero debido a su forma corrugada se supuso como perfectamente adherido al concreto (elementos rectangulares), lo cual dio como resultado un comportamiento íntegro del concreto reforzado como material compuesto asemejando de esta manera la realidad de la estructura.

Un total de 15 materiales distintos (que simulan el concreto reforzado) fueron utilizados en el modelo en su condición pre-reparada, cada uno de ellos con distintos grosores, características y distribuciones de acero.

Acero postensado

En el contexto de elementos finitos, los torones postensados fueron representados por elementos barras con sección transversal uniforme, como se aprecia en la figura 35. Un total de 90 elementos barra fueron utilizados en este modelo. Los torones se asumen como barras lisas ya que se colocan dentro de ductos que se encuentran

completamente desadheridos al concreto, unidos únicamente en los extremos del postensado.

Debido a la naturaleza del postensado y el mecanismo ensamblaje, se creó un material con altas propiedades simulando los dispositivos de anclaje de los torones en la pila, para generar suficiente rigidez en estas secciones de los torones (inicio y final) lo cual descartó la aparición de fallas localizadas de aplastamiento del concreto en dichas zonas.

Mientras que en los extremos de los elementos barra se asumió perfecta adherencia con el material rígido (figura 35), en el medio se asignaron elementos vínculo simulando la desadherencia presente en la realidad. Las características del acero postensado utilizado se muestra en la tabla 10. El valor de preesfuerzo asignado a la pila contempla un porcentaje de reducción estimado de 20% por pérdidas que sufre el mecanismo durante su instalación y uso.

Anclaje de la pila

La estructura real se encuentra empotrada a la fundación, esto se simuló en el software mediante la asignación de restricciones de movimiento de la pila en su base, como se aprecia en la figura 35.

Simulación del daño actual de la pila

En su condición original, la pila recibía un total de 17230 kN de carga axial (Carga viva y carga muerta) de la superestructura a través de cuatro almohadillas de neopreno²³, como se muestra en la figura 32, estas se encargaban de distribuir dicha carga de manera adecuada sobre la superficie de la pila generando una distribución de esfuerzos de compresión correcta. Sin embargo, debido principalmente a la falta de mantenimiento de la estructura, estas almohadillas fallaron, generando una nueva configuración de carga en donde la llave sísmica toma toda la carga gravitacional como una fuerza concentrada en el centro de la pila.

Para la simulación del procedimiento mencionado anteriormente en VecTor2, se le asignó al modelo únicamente la misma carga axial

²² Vecchio, 2006, p.57

²³ eBridge, 2016, p.56

concentrada que la estructura en su condición actual recibe (17230 kN) sobre la superficie de la llave de corte y se ejecutó de esta manera el análisis para observar el comportamiento de la estructura.

En la figura 37, se realiza una comparación entre la condición actual de la pila y el modelo de elementos finitos, como se observa el patrón de agrietamiento es similar al de la pila en la actualidad. El agrietamiento se produce por un efecto de poisson cuando un valor muy alto de carga puntual se aplica sobre una estructura, en este caso debido a la magnitud de fuerza que está recibiendo el elemento, internamente se generan esfuerzos de tensión que tratan de dilatar el concreto, el acero a cortante dentro de la pila es el encargado de tomar estos esfuerzos pero debido a que son mayores a los del acero, provocan la fluencia de estos, dando como resultado el patrón de agrietamiento que se observa en la realidad y se logró capturar en el modelo.

En el cuadro 12 se comparan los resultados obtenidos en el modelo analítico y lo extraído de los informes realizados por LANAMME y eBridge, en ambos casos el patrón de agrietamiento viaja en paralelo a la altura de la estructura, el máximo grosor de grieta reportado en los informes de inspección fue de 7.5 mm, el obtenido en VecTor2 fue de 6.9 mm, con un porcentaje de error de 8%, se considera aceptable ya que la diferencia radica en que las grietas generadas en la estructura son producto de un proceso gradual de degradación en donde la carga axial fue lentamente con el pasar de los años moviéndose de las almohadillas de neopreno hasta apoyarse únicamente en la llave de corte, lo cual pudo haber generado un efecto de fatiga en la pila, esto no fue considerado en el software. El agrietamiento estructural que posee la estructura prueba entonces que el elemento se encuentra ligeramente reforzado con acero transversal (acero a cortante) y que el mismo falló.

Análisis pushover para modelo pre-reparado

Uno de los objetivos principales de este proyecto fue el investigar el comportamiento de la estructura en su condición actual cuando es sometida a una carga lateral (carga sísmica). Para esto, distintos análisis pushover fueron realizados, en donde se

empujó a la estructura sometiéndola a desplazamientos paulatinamente incrementados a razón de 1 milímetro por etapa de carga.

Se ejecutaron tres análisis para tres distintas condiciones. Se aplicó carga lateral a la estructura en su estado original, en donde la carga gravitacional se encuentra adecuadamente distribuida a lo largo de la superficie de la pila, y la carga lateral se aplicó en la llave de corte, de manera simultánea. Para la condición actual, se aplicó primero la carga gravitacional hasta generar el daño presentado en la figura 37 y luego de esto, se empujó la estructura desde la llave de corte manteniendo la configuración de carga establecida. Por último, se realizó un análisis adicional en donde se aplicó la carga lateral a la pila, sin ninguna carga gravitacional presente.

En la figura 38 y 39, se encuentran los resultados para el análisis realizado a la pila cuando es sometida únicamente a carga lateral, los cuales al ser comparados con los resultados del análisis de la condición original de la pila (figura 40 y figura 41), se observa que posee una mayor capacidad de deformación lateral pero admite menor fuerza, esto se debe a la ausencia de carga axial que en la estructura, como se observa en la curva de fuerza-desplazamiento para la condición original, actúa como un mecanismo de anclaje, sujetando aún más la estructura contra la fundación, restringiéndole el movimiento lateral. Esto demuestra la importancia de tomar en consideración el comportamiento compuesto de la pila cuando es sometida a distintos tipos de carga simultáneamente.

En la figura 44, se puede observar la diferencia de comportamiento de la estructura en su condición de diseño y su condición actual, una reducción sustancial tanto de fuerza como de capacidad de desplazamiento se obtiene, debido al daño que la pila presenta. Las grietas estructurales provocaron que la pila dejara de comportarse como un solo elemento debido a la apertura que esta presenta y la falla total del acero a cortante, causando la disminución de rigidez y ductilidad.

En el cuadro 13 se aprecia como en cada punto de la curva de capacidad para la condición actual se ve disminuida considerablemente al compararse con la original. La resistencia máxima a cortante de la condición original de la pila fue de 12471 kN mientras que para la condición actual es de 8617 kN, lo cual establece que debido a los daños que se presentan en la actualidad, la pila ha

perdido un 30% de su capacidad de fuerza a cortante. Por otra parte, la capacidad máxima de deformación de la estructura en su condición original fue de 21.6 mm mientras que en su condición actual es de 10.9 mm, dejando como resultado un %49.5 de diferencia reducción en su capacidad de disipar la energía en forma de desplazamiento.

En la figura 41, se puede observar el patrón de agrietamiento y deformación para el elemento en su condición original en el punto máximo de carga y de desplazamiento previo a la falla, como era de esperar, esta se agrietó y se deformó en mayor medida cuando se sometió a carga lateral que la estructura en su estado actual, (figura 43) puesto que la carga axial se encontraba distribuida uniformemente previo a la aplicación de la fuerza lateral, no así los resultados para la condición actual, que para el momento en que se aplicó la carga lateral, la estructura poseía ya daños que afectaron su desempeño.

Es debido a lo anterior, que fue necesario realizar una intervención a la estructura, para reparar los daños existentes, con el objetivo de devolver al elemento su total capacidad no solo en su resistencia a cargas máximas laterales sino también a su capacidad de deformación.

Diseño de las láminas de CFRP

Una reparación local se llevó a cabo mediante el jacketing con CFRP²⁴, al realizar este tipo de reparación lo que se buscó fue mitigar el daño presente en la estructura, eliminar posibles fallas frágiles (falla a cortante del concreto) y aumentar su capacidad de deformación (ductilidad), con el objetivo de devolver las características originales de la pila.

Selección del tipo de fibra

Como primer paso fue necesario la selección del tipo de FRP a utilizar en la estructura. Generalmente en la industria de la construcción, son utilizados tres principales tipos: Las fibras reforzadas con carbono (CFRP), fibras reforzadas con vidrio (GFRP) y fibras reforzadas con aramida (AFRP). La diferencia se encuentra en las

diferentes propiedades mecánicas que estas presentan. En el cuadro 6 se muestran los rangos típicos para módulos de elasticidad, resistencia a la tensión y deformación última para cada uno de estos materiales. Las fibras reforzadas con carbono poseen un mayor módulo de elasticidad en comparación a los demás tipos, esto significa que posee también una mayor resistencia a esfuerzos de tensión (es el material con mayor rigidez) y con un porcentaje menor de deformación admisible previo a la falla.

De acuerdo con las necesidades expuestas de la estructura, es necesario la utilización de un material capaz de resistir los esfuerzos de tensión internos ocasionados por la carga concentrada que recibe la pila y que además pueda tomar y disipar la energía proveniente de una carga sísmica. Por lo anterior, el CFRP posee las características necesarias para reemplazar el acero a cortante que fluyó dentro de la pila y que no aporta ningún tipo de beneficio en este estado.

En la figura 22, se muestra el comportamiento de los tres tipos de FRP más utilizados, se observa como el CFRP es el material con mayor capacidad para resistir esfuerzos a tensión con una deformación última mínima, lo cual justifica la selección del material para llevar a cabo la reparación.

Presión de confinamiento de la estructura con CFRP

Los efectos del jacketing son directamente proporcionales a la presión del confinamiento y luego de la selección del tipo de fibra a utilizar, fue el segundo paso realizado en el diseño.

En el cuadro 14, la presión lateral de confinamiento ejercida por una capa de CFRP a la estructura es de 7.82 MPa. Técnicamente para la obtención de este valor, se debe de considerar la contribución de los aros (acero a cortante) como elementos de confinamiento, pero debido a que estos fluyeron, no fueron tomados en cuenta y solo se tomó el confinamiento proporcionado por el CFRP.

²⁴ Pantazopoulou et al. 2016, p.12

Deformación máxima de la jacket de CFRP

El jacketing con CFRP tiene un mecanismo de falla frágil, ya sea por desprendimiento o delaminación, es debido a esto que fue necesario verificar la deformación máxima que puede experimentar el material en la estructura. En el cuadro 14 se aprecia que la deformación permisible que la jacket percibe se encuentra por debajo del límite.

El hecho de que la pila posea una sección transversal curva y no esté obstaculizada por otras estructuras, trae un gran beneficio, debido a que permite una fácil instalación, envolver la totalidad de la estructura y tener una longitud de anclaje óptima, todos estos son factores que se consideraron para el cálculo de esta deformación permisible en los factores de corrección n_1 , n_2 y n_3 .

Fuerza a cortante de elemento confinado con CFRP

La fuerza a cortante se obtuvo a partir de la contribución original del concreto postensado y del acero de refuerzo típico, más la fuerza que proporciona el jacketing.

Como se muestra en el cuadro 14 la fuerza que solía aportar el acero de refuerzo típico se ignoró debido al fallo de este material, y solo se consideró el concreto y el CFRP, la máxima resistencia que experimenta el nuevo elemento es de 12829.96 kN.

En el cuadro 13, se observa que el cortante máximo que experimentó la estructura en su estado original fue de 12471 kN, por lo que, de acuerdo con los cálculos realizados, una capa de CFRP debería de ser suficiente para soportar dicha fuerza lateral.

Capacidad de ductilidad de la estructura confinada con CFRP

La capacidad de ductilidad de desplazamiento de la estructura se obtuvo a partir de una estimación realizada en función de la presión de confinamiento lateral del CFRP²⁵, en donde

además se ignoraron nuevamente las contribuciones del acero a cortante como elemento para disipar energía mediante el desplazamiento.

La capacidad de ductilidad de la pila en su condición pre reparada (modelos de VecTor2) se calculó dividiendo el desplazamiento último entre el desplazamiento global de la estructura, en el cuadro 13 se aprecia que los valores obtenidos para la condición original y actual respectivamente fueron de 1.9 y 1.4, lo cual refleja que mediante la aplicación del jacketing con una capa de CFRP de acuerdo a lo obtenido en el cuadro 14, la capacidad de desplazamiento de la estructura aumentaría considerablemente pasando a una capacidad de ductilidad de 3.30

Modelo de elementos finitos de la pila reparada

Para comprobar el comportamiento de la pila y verificar los cálculos realizados, fue necesario desarrollar un modelo analítico que contuviera la metodología de reparación diseñada.

La simulación del proceso de rehabilitación de la pila requirió la capacidad de modelar la cronología del proceso de reparación, en donde en primera instancia al modelo se le generaron los daños reales presentes y luego se aplicó la metodología de rehabilitación. VecTor2 tiene la capacidad de realizar este tipo de análisis mediante la teoría de acople y desacople de elementos²⁶, en donde se toma un modelo dañado y se repara, convirtiéndose en esta la principal razón de su uso.

Se llevaron a cabo dos modelos de la pila reparada, uno en donde únicamente se le aplicaron externamente las láminas de CFRP, y otro en donde se cerraron las grietas presentes en la estructura en su condición actual mediante inyección de cemento y luego se le asignaron las láminas de CFRP.

Es importante mencionar, que la metodología de reparación se aplicó sobre el modelo de la pila que refleja su condición actual (agrietamiento y fluencia del acero a cortante).

²⁵Pantazopoulou et al. 2016, p.41

²⁶ Vecchio, Wong y Trommels, 2013, p.35

Modelaje del CFRP en VecTor2

Para el modelaje de las láminas de CFRP se utilizaron elementos tipo barra como se aprecia en la figura 44, las líneas naranjas representan las fibras utilizadas, fueron un total de 1400 elementos los asignados para simular este material, cada uno de estos posee un área tributaria (de la cual se encargan de confinar), que al sumarse cubren la totalidad de la pila, reflejando de esta manera lo que se realizaría en la realidad.

Las propiedades del material utilizado se exponen en el cuadro 15.

Adherencia entre CFRP y concreto

En la figura 46, se muestra el modelo desarrollado para simular la adherencia entre el concreto y el CFRP. Es una respuesta bilineal basada en el método de fractura de energía²⁷ que simuló el comportamiento elástico del CFRP y la interacción entre estos dos materiales, capturando correctamente la falla frágil por desadherencia del CFRP.

Para la construcción de este modelo se tomó en cuenta: la energía para la fractura del concreto $G_f = (U_{max}/6.6)^2 = 0.4 \text{ MPa}$, la resistencia a compresión del concreto $f'_c = 34 \text{ MPa}$, el máximo esfuerzo de adherencia $U_{max} = (54f'_c)^{0.19} = 4.17 \text{ MPa}$ con su respectiva deformación $S_{max} = 0.057G_f^{0.5} = 0.04 \text{ mm}$ para la respuesta elástica lineal ascendiente que se desarrolló. La región lineal descendiente estuvo definida por el desplazamiento último $S_{ult} = 2Gf/U_{max} = 0.04 \text{ mm}$ cuando el esfuerzo de adherencia fue nulo. Todos estos valores se asignaron dentro del software para generar el mecanismo de adherencia expuesto y se representaron gráficamente mediante el uso de elementos vínculo (1450 en total). En la figura 44, se pueden apreciar cómo estos unen en cada nodo los elementos barra (CFRP) con los elementos rectangulares (concreto reforzado).

Inyección de concreto

Para realizar la simulación de inyección de cemento en VecTor2, se reemplazó la zona que se encontraba agrietada en el modelo de la condición actual, por un material con propiedades similares a las de la condición de diseño de la pila.

En la figura 44, se aprecia el modelo de elementos finitos al que se le efectuó la reparación, la franja blanca representa la zona a la que se le asignaron nuevas propiedades, reemplazando de esta manera el concreto que se encontraba agrietado producto de la excesiva carga axial concentrada. Posterior a esto, se le asignaron al modelo las láminas de CFRP, para su posterior análisis.

Análisis pushover para modelo reparado

El modelo de elementos finitos de la pila en su condición reparada se sometió a un análisis pushover para observar su comportamiento a partir de la metodología de rehabilitación asignada y compararlo con los resultados de la condición original y actual de la pila cuando estos fueron sometidos igualmente a una carga lateral.

Es importante mencionar que para este proceso de reparación no se consideró el remplazo de las almohadillas de neopreno, por lo que los resultados presentados a continuación para los distintos análisis realizados, la carga axial se mantiene concentrada aplicada en un solo punto de contacto de la pila (llave de corte).

El primer análisis realizado, contempló únicamente la inyección de cemento para cerrar las grietas que la pila presentaba en su condición actual. En la figura 47 y 48, se presentan los resultados del análisis, como era de esperar resultados muy similares a los de la condición actual se generaron. Esto se debe a que la configuración de la carga axial no varió por lo que como se muestra en la figura 48, el agrietamiento se repite en un sentido similar al de la condición actual (figura 43) y no desarrolla el desplazamiento ni la resistencia a la carga lateral que se busca.

El cerrar las grietas que se generaron en la pila no soluciona el problema presente, porque

²⁷ Cortés y Palermo, 2012, p.608

si bien existe un aumento en su rigidez, el acero a cortante se encuentra todavía fallado dentro de la estructura y este contribuía en gran parte en la capacidad de desplazamiento del elemento.

Esto demuestra que el únicamente realizar inyección de cemento, no es suficiente para devolver a la estructura sus condiciones originales.

Para el segundo análisis del modelo reparado, se tomó en cuenta únicamente el jacketing con una capa de CFRP asumiendo adherencia perfecta entre este material y el concreto. La respuesta de esfuerzo-deformación se muestra en la figura 49, un incremento sustancial tanto en la resistencia máxima al cortante como en ductilidad es observado. En la figura 50, se muestra el patrón de agrietamiento y la deformación que experimenta la estructura previa a su falla, teóricamente este comportamiento sería el ideal para la pila tras realizar su reparación, sin embargo, no es correcto, los resultados obtenidos no son acorde a los cálculos realizados en el diseño para las láminas de CFRP, principalmente por asumir una condición de adherencia perfecta, lo cual no refleja la realidad y afecta directamente la respuesta de la estructura al ser sometida a la carga lateral.

Para el tercer análisis, se sometió a carga lateral el modelo con una capa de CFRP, pero en esta ocasión con el mecanismo de adherencia desarrollado en la figura 46. Los resultados se muestran de manera gráfica en las figuras 51 y 52 respectivamente. Una mejora significativa en capacidad de deformación y de cortante se obtuvo al compararlo con los resultados de la condición actual de la pila (figura 42 y 43).

El desplazamiento máximo experimentado fue de 38.7 milímetros cuando una carga lateral de 9327 kN es aplicada, mientras que para la condición actual el desplazamiento máximo fue de 10.9 milímetros con una carga de 8617 kN, como se observa entonces, un grandísimo incremento en la capacidad de deformación de la estructura ocurre cuando se utiliza jacketing con CFRP, esto se debe a las propiedades mecánicas que presenta este tipo de material presentadas en el cuadro 15; el valor obtenido con una sola capa es inclusive mayor que la capacidad de desplazamiento que posee la estructura en su estado original (ver figura 40).

Sin embargo, el cortante máximo que experimentó esta metodología no alcanzó el cortante que resistía la condición original de la pila, lo cual no se asemeja a lo obtenido en el cuadro

14 para el diseño de las láminas de CFRP. Esto se debe a que, en el diseño no se contempló la disminución en la contribución por parte del concreto debido al agrietamiento estructural presente en la pila. Es por esta razón que es necesario, sellar estas grietas con inyección de cemento para aumentar la rigidez de la estructura, luego de esto aplicar el jacketing de CFRP para que de esta manera pueda soportar una carga lateral mayor y sea semejante a la presentada en el cuadro 14.

Un análisis complementario se realizó utilizando dos capas de CFRP para establecer las diferencias entre usar una o dos capas de este material sin realizar la inyección de concreto.

Los resultados se muestran en las figuras 53 y 54, como se observa, un incremento relativamente pequeño en ductilidad y rigidez se presenta cuando se comparan los resultados contra el análisis de solo una capa, lo cual establece que el aumento en la capacidad de desplazamiento y de cortante al utilizar CFRP no es lineal al incrementar el número de capas.

Un análisis final fue realizado simulando inyección de concreto en conjunto con el jacketing de una capa de CFRP, este análisis se presentó como la propuesta final de reparación de la pila.

El patrón de agrietamiento y deformación máxima experimentada por este análisis se aprecia en la figura 56, el hecho de que las grietas hayan sido cerradas y que la estructura esté confinada al mismo tiempo con las láminas de CFRP, genera un nuevo comportamiento para la pila, en donde esta es capaz de soportar una carga lateral similar a la de la condición original, pero con la capacidad de admitir una mayor deformación sin perder sus condiciones de servicio.

El cortante máximo que soportó la estructura en estas condiciones fue de 12305 kN de acuerdo con el software, mientras que en los cálculos realizados para el diseño de las láminas de CFRP expuestos en el cuadro 14, el cortante máximo que podía experimentar la estructura fue de 12932 kN, lo cual deja una diferencia de tan solo 4.84% entre resultados. Con relación a la capacidad de ductilidad, en el software el valor extraído fue de 3.50, el de diseño reportado en el cuadro 14. fue de 3.30, es decir un 5.71% de diferencia. En ambos casos, los resultados obtenidos en VecTor2 se consideran aceptables puesto que son similares a los obtenidos en el diseño basado en las disposiciones europeas de

diseño sísmico para la retroadaptación de estructuras de concreto reforzado con FRP.

En la figura 57, se muestra una comparación entre curvas de capacidad para la condición original, condición actual y condición reparada de la pila en estudio. Se observa como efectivamente la metodología de reparación mediante la inyección de cemento y jacketing de CFRP, mejora el comportamiento de la estructura en su estado actual, a tal punto que la capacidad original de la pila es alcanzada con una mejora en la capacidad de deformación cuando es sometida a cargas laterales.

Este método analítico de reparación comprobó ser una metodología efectiva como reparación local, como se muestra en la figura 57, un incremento significativo se da en la ductilidad de la estructura, suprimiendo de esta manera cualquier mecanismo de falla frágil del elemento y restaurando además la resistencia a carga lateral que la pila en su condición de diseño poseía.

Conclusiones

- El método de elementos finitos FEM, brindó las herramientas necesarias para realizar análisis confiables de estructuras de concreto reparadas.
- Se llevó a cabo un análisis de elementos finitos no lineales, demostrando a su vez la necesidad del uso de una herramienta computacional como VecTor2, con modelos específicos de los materiales utilizados y su comportamiento estructural, que fuera capaz de retener el daño que experimenta la estructura en su estado actual, el cual se debe de tomar en cuenta para capturar de manera correcta el comportamiento una vez se haya reparado.
- Es indispensable conocer a fondo las características, propiedades y detalles típicos de la estructura que se encuentra en estudio, así como un conocimiento previo del comportamiento esperado para el desarrollo adecuado de un modelo de elementos finitos.
- El agrietamiento estructural presentado en la pila se generó producto del cambio en la configuración de transferencia de carga axial desde la superestructura hacia la pila, ocasionado por la falla de las almohadillas de neopreno, pasando de una distribución uniforme de carga a una sola carga concentrada aplicada sobre la llave de corte.
- El acero de refuerzo a cortante fluyó producto de los excesivos esfuerzos de tensión internos que excedieron su capacidad, provocados por la excesiva carga axial concentrada que recibe la pila en su condición actual.
- El modelo analítico de la condición actual de la pila demostró poseer un comportamiento similar a la estructura en la realidad, al generar un patrón de agrietamiento en el mismo sentido, con máximos grosores de grietas similares y con la fluencia del acero de refuerzo a cortante.
- La pila en su condición actual presenta una disminución del 30% en su capacidad para soportar la máxima fuerza a cortante y una reducción del 50% en su capacidad de desplazamiento al ser comparada con las condiciones de diseño.
- Se debe de considerar el comportamiento compuesto de la estructura cuando es sometido a diferentes tipos de carga, axial y lateral simultáneamente.
- Se realizaron distintos análisis pushover en donde se sometió a la estructura en su condición original, actual y retroadaptada desde la llave de corte, sometiéndola a desplazamientos paulatinamente aumentados a razón de un milímetro por etapa de carga hasta llevar el modelo a su falla.
- Durante el proceso de reparación analítico, no se contempló el remplazo de las almohadillas de neopreno, por lo que la carga axial se mantuvo siempre concentrada sobre la superficie de la pila.
- Las fibras reforzadas con carbono (CFRP) fueron el material seleccionado debido a su gran capacidad para soportar altos esfuerzos a tensión con un porcentaje de deformación mínimo.
- El asumir perfecta adherencia en los modelos de elementos finitos entre las láminas de CFRP y el concreto es incorrecto, puesto que, no considera las reducciones significativas de sus capacidades por los procesos de elaboración, construcción e instalación de este material a la estructura.

- El modelo de adherencia basado en el método de fractura de energía desarrollado, probó ser una respuesta eficiente para modelar la adherencia entre el jacketing de CFRP y el concreto, al capturar adecuadamente el comportamiento elástico y frágil que posee este material.
- La geometría de la pila permite elevar el rendimiento de la metodología de reparación con las láminas del CFRP al poseer una sección transversal curva, facilitando su instalación, aumentando los coeficientes de eficacia que se utilizan en el diseño.
- La deformación máxima que experimenta la jacket de CFRP, ϵ_{fd} , se encuentra dentro del límite permitido, garantizando que no sufrirá fallas por desadherencia o delaminación en condiciones normales de servicio.
- La resistencia a cortante y el confinamiento del elemento reparado en el diseño del jacketing del CFRP no contemplo la contribución por parte del acero transversal debido a que este fluyó.
- En el cálculo de la fuerza a cortante para la metodología de reparación, no se contempló la disminución en la contribución por parte del concreto postensado debido a las grietas que posee.
- La inyección de concreto en VecTor2 fue simulado realizando un remplazo de la zona que presentó el agrietamiento estructural en el modelo de la condición actual de la pila, por un material con propiedades similares al concreto original.
- El realizar únicamente inyección de concreto para sellar las grietas restaura cierta parte de la rigidez inicial de la pila, sin embargo, no devuelve las capacidades de diseño de la estructura, puesto que no resuelve el problema de fluencia del acero a cortante dentro de la pila.
- El diseño del jacketing para confinamiento y cortante con el CFRP aplicado a la estructura
- cumplió con los objetivos de reparación local al eliminar satisfactoriamente los mecanismos de falla frágiles de la estructura, incrementando considerablemente la capacidad de ductilidad de la pila en un 73% cuando se compara con su estado original.
- Se demostró que mediante la inyección de cemento para sellar las grietas y la aplicación del jacketing con una capa de CFRP, es posible alcanzar las capacidades de rigidez y resistencia al cortante y exceder inclusive la capacidad de ductilidad de la estructura para las condiciones de diseño.
- El utilizar dos o más capas de CFRP para el jacketing no garantiza un comportamiento lineal en el aumento de la capacidad de deformación o carga.
- Los valores obtenidos en el comportamiento de la pila en su condición reparada basados en el análisis con el software VecTor2 se consideran aceptables puesto que son similares al diseño realizado para el jacketing de CFRP.

Recomendaciones

- Construir un modelo en tres dimensiones con la metodología de elementos finitos permitiría simular de una manera más precisa el efecto curvo y hueco que la sección transversal de la pila posee, lo cual podría generar resultados aún más precisos.
- En adición al modelo tridimensional de la pila, un modelo completo del puente en donde se encuentra el elemento, permitiría estudiar el comportamiento integro de toda la estructura.
- Realizar un análisis de la estructura reparada en donde se considere el cambio de las almohadillas de neopreno, de tal manera que se pueda restablecer la configuración original para la transferencia de carga gravitacional.
- Ejecutar un análisis dinámico con registros sísmicos propios del lugar en donde se ubica la pila para estudiar el comportamiento de esta cuando es sometida a cargas sísmicas reales.
- Revisar la ductilidad global de todo el puente una vez se hayan realizado las reparaciones pertinentes a la pila.

Apéndices

A continuación, se presentan 8 cuadros con los datos extraídos del análisis realizado con VecTor2 para la construcción de las respuestas de fuerza-desplazamiento para cada uno de los análisis realizados en el proyecto.

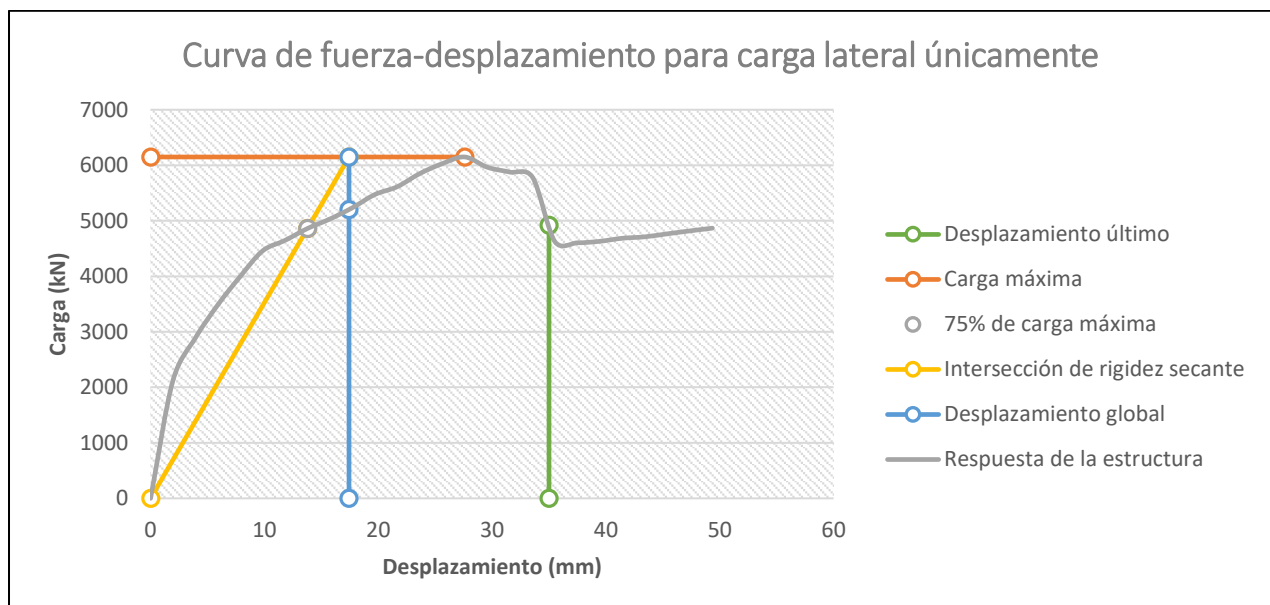
Se muestran además las 8 figuras que exponen el método utilizado para la obtención de los puntos de relevancia (desplazamientos y cargas globales, máximas y últimas de la pila) en la respuesta de la estructura cuando es sometida a carga lateral para sus diferentes condiciones.

Adicionalmente, se añade como apéndice 9, la hoja de cálculo realizada para el diseño por cortante de la metodología de reparación con CFRP.

Por último, se muestra el plano estructural desarrollado con todos los detalles y propiedades utilizados en el proyecto.

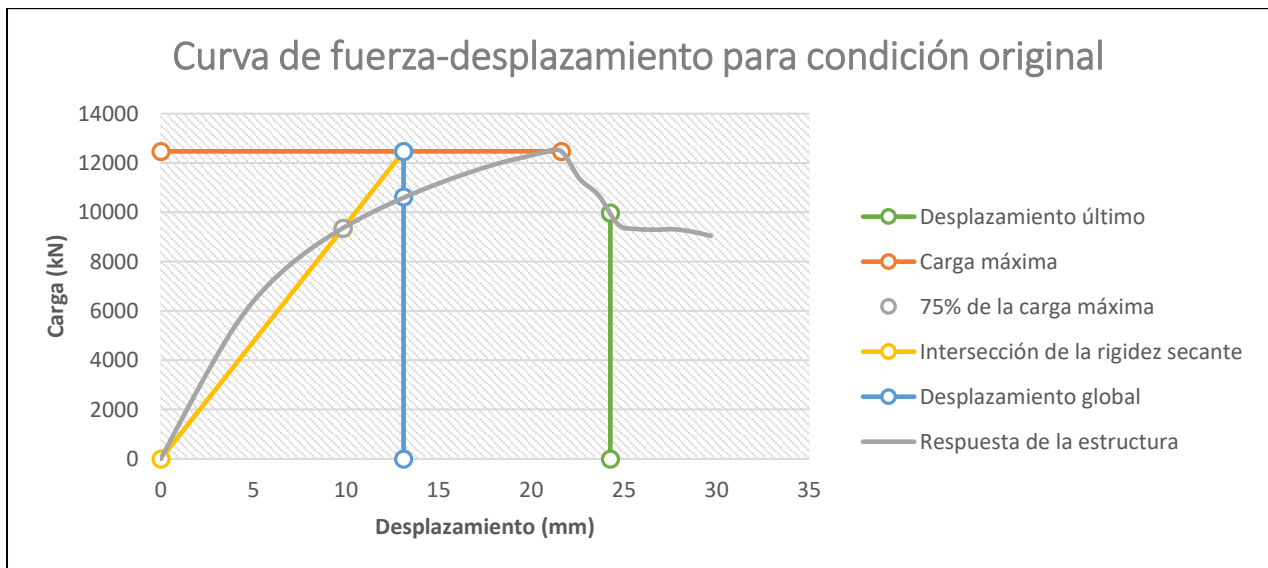
Apéndice 1. Análisis pushover para la estructura en donde se le aplica únicamente carga lateral

Análisis pushover para modelo con carga lateral únicamente					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	14	25.6	6028.3
2	2.0	2118.6	15	27.6	6149.2
3	3.9	2886.4	16	29.6	5964.7
4	5.9	3483.3	17	31.6	5876.8
5	7.9	3995.4	18	33.5	5785.8
6	9.8	4458.1	19	35.5	4626.6
7	11.8	4647.3	20	37.5	4603.1
8	13.8	4861.3	21	39.5	4629.9
9	15.8	5032.4	22	41.4	4685.0
10	17.7	5234.6	23	43.4	4711.1
11	19.7	5472.3	24	45.4	4765.5
12	21.7	5612.8	25	47.4	4817.8
13	23.6	5849.2	26	49.4	4867.1



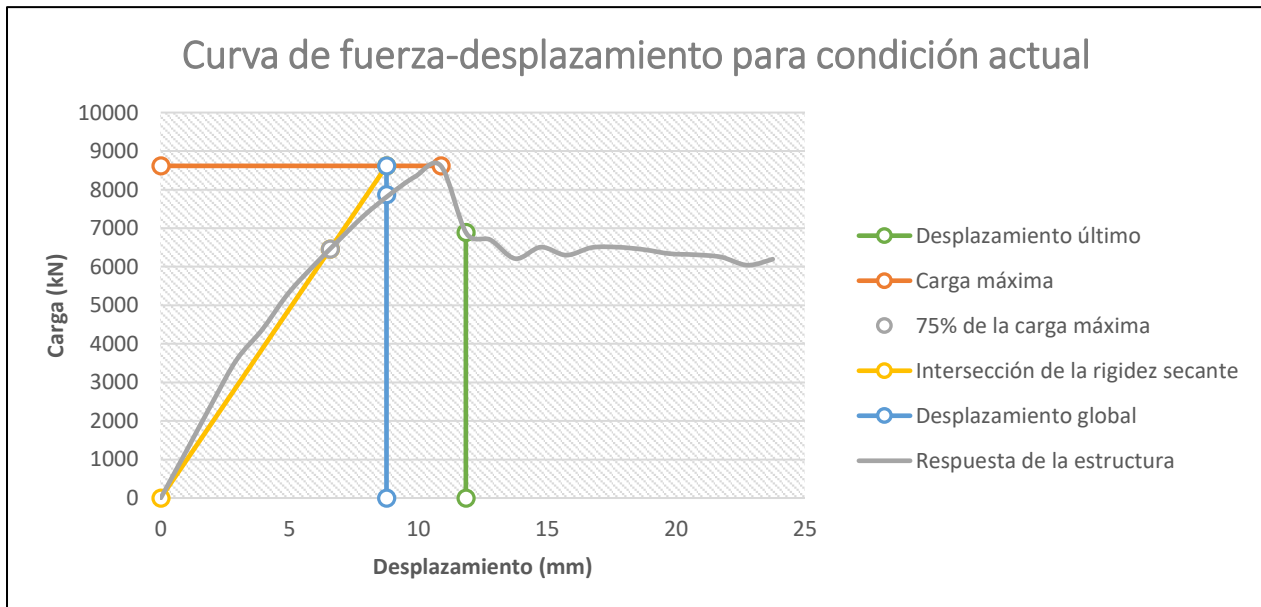
Apéndice 2. Análisis pushover para la estructura en su condición original

Análisis pushover para modelo en su condición original					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	17	15.7	11364.2
2	1.0	1384.0	18	16.7	11619.6
3	2.0	2745.5	19	17.7	11860.4
4	2.9	4050.2	20	18.7	12070.6
5	3.9	5268.4	21	19.6	12241.3
6	4.9	6282.9	22	20.6	12419.4
7	5.9	7102.6	23	21.6	12471.2
8	6.8	7785.2	24	22.6	11357.4
9	7.8	8370.1	25	23.6	10688.7
10	8.8	8882.6	26	24.7	9499.1
11	9.8	9341.0	27	25.7	9321.9
12	10.8	9752.8	28	26.7	9294.6
13	11.8	10127.4	29	27.7	9311.8
14	12.747	10471.5	30	28.704	9210.6
15	13.732	10790.4	31	29.694	9043.4
16	14.717	11088.2			



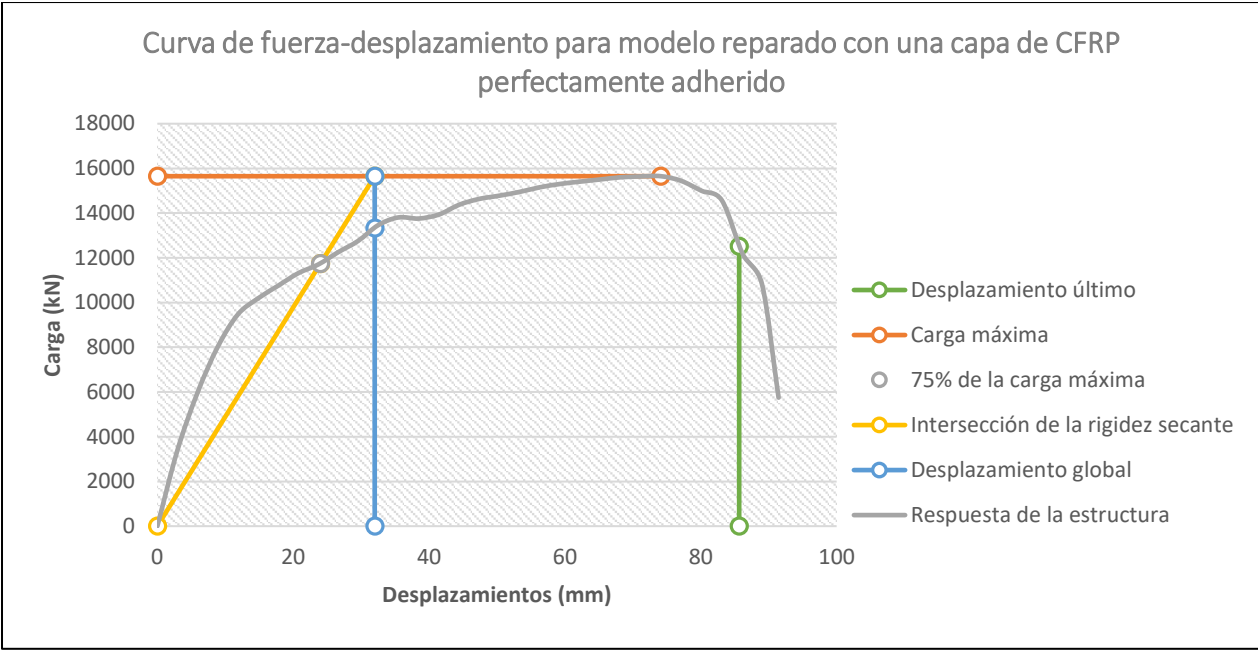
Apéndice 3. Análisis pushover para la estructura en su condición actual

Análisis pushover para modelo en su condición actual					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	14	12.8	6701.2
2	1.0	1206.7	15	13.8	6210.2
3	2.0	2424.0	16	14.7	6508.8
4	2.9	3586.2	17	15.7	6300.9
5	3.9	4367.1	18	16.7	6498.5
6	4.9	5286.0	19	17.7	6508.1
7	5.9	6013.4	20	18.7	6445.4
8	6.9	6682.6	21	19.8	6338.4
9	7.9	7328.2	22	20.7	6311.5
10	8.9	7870.7	23	21.8	6251.1
11	9.9	8339.4	24	22.8	6040.5
12	10.9	8617.6	25	23.7	6196.5
13	11.9	6861.2			



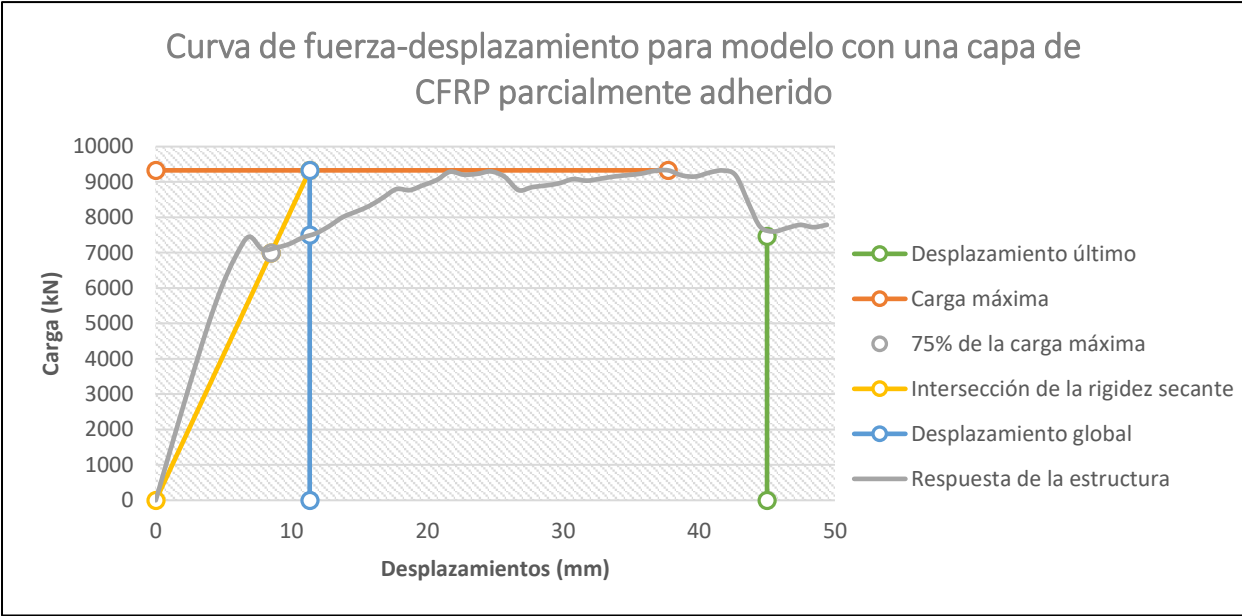
Apéndice 4. Análisis pushover para la estructura reparada con una capa de CFRP perfectamente adherida

Análisis pushover para modelo reparado con una capa de CFRP perfectamente adherido					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	17	47.4	14633.9
2	3.0	3396.0	18	50.3	14779.4
3	5.9	5984.9	19	53.3	14950.5
4	8.9	8019.8	20	56.3	15155.2
5	11.9	9467.8	21	59.3	15305.0
6	14.8	10184.5	22	62.2	15410.0
7	17.8	10751.0	23	65.2	15504.6
8	20.7	11310.5	24	68.2	15603.3
9	23.7	11697.9	25	71.1	15640.8
10	26.6	12249.0	26	74.1	15652.3
11	29.6	12757.0	27	77.1	15445.5
12	32.5	13462.0	28	80.1	15000.1
13	35.5	13806.9	29	83.1	14575.6
14	38.4	13757.6	30	86.19	12158.1
15	41.4	13938.6	31	88.9	10833.4
16	44.4	14374.9	32	91.4	5750.4



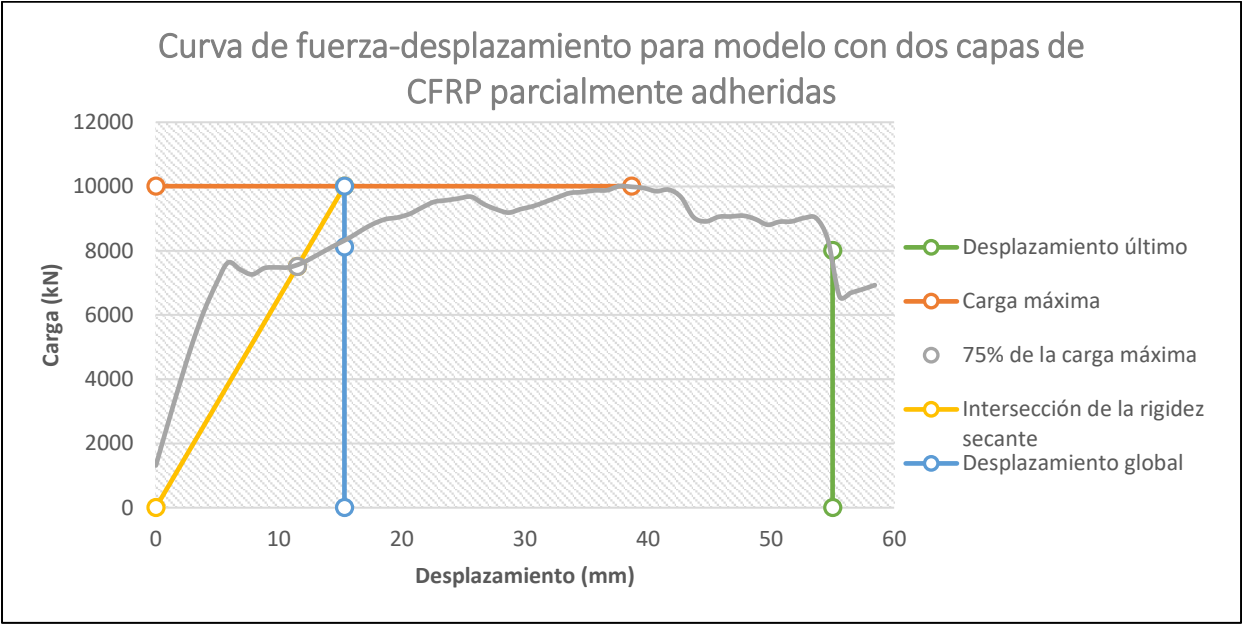
Apéndice 5. Análisis pushover para la estructura reparada con una capa de CFRP parcialmente adherida

Análisis pushover para modelo reparado con una capa de CFRP parcialmente adherido					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	27	25.7	9143.4
2	1.0	1304.8	28	26.7	8768.4
3	2.0	2578.5	29	27.7	8853.4
4	2.9	3828.9	30	28.7	8899.8
5	3.9	5022.3	31	29.7	8963.3
6	4.9	6067.0	32	30.7	9080.9
7	5.9	6886.7	33	31.7	9036.1
8	6.9	7451.7	34	32.7	9090.8
9	7.9	7088.6	35	33.7	9152.1
10	8.8	7138.7	36	34.7	9193.0
11	9.8	7246.2	37	35.7	9233.6
12	10.8	7428.4	38	36.7	9311.8
13	11.8	7549.2	39	37.7	9327.7
14	12.8	7755.7	40	38.7	9182.7
15	13.8	8006.1	41	39.7	9154.7
16	14.8	8161.8	42	40.7	9263.4
17	15.7	8325.5	43	41.7	9323.6
18	16.7	8556.8	44	42.7	9181.7
19	17.7	8797.5	45	43.7	8337.7
20	18.7	8768.1	46	44.5	7728.2
21	19.7	8909.1	47	45.4	7598.6
22	20.7	9052.7	48	46.4	7695.4
23	21.7	9287	49	47.4	7785.5
24	22.7	9205.9	50	48.4	7720.9
25	23.7	9229.8	51	49.4	7786.8
26	24.7	9296.0			



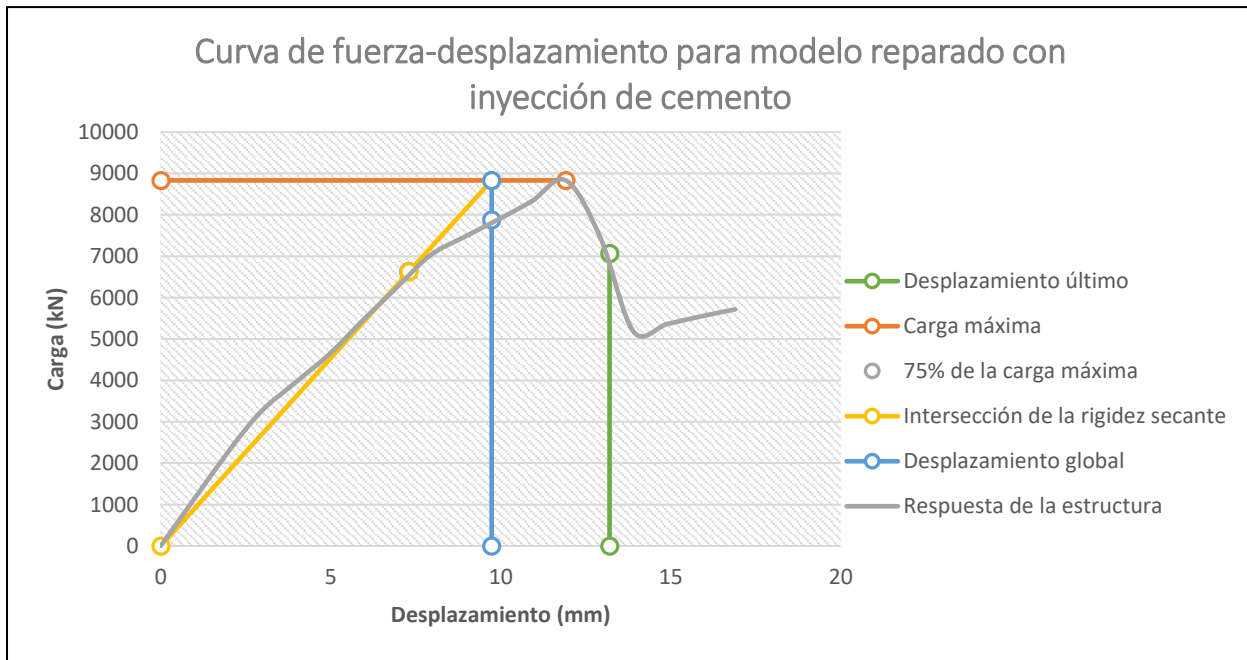
Apéndice 6. Análisis pushover para estructura reparada con dos capas de CFRP parcialmente adheridas

Análisis pushover para modelo reparado con dos capas de CFRP parcialmente adheridas					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	32	30.7	9297.1
2	1.0	1313.1	33	31.7	9386.9
3	2.0	2610.7	34	32.7	9524.3
4	2.9	3872.8	35	33.7	9665.2
5	3.9	5069.0	36	34.7	9798.3
6	4.9	6110.2	37	35.7	9823.7
7	5.9	6949.1	38	36.7	9878.9
8	6.9	7628.8	39	37.7	9883.9
9	7.8	7417.0	40	38.7	10009.8
10	8.8	7261.8	41	39.7	9990.3
11	9.8	7458.7	42	40.7	9949.3
12	10.8	7480.4	43	41.7	9851.9
13	11.8	7481.7	44	42.7	9899.5
14	12.8	7599.8	45	43.7	9662.5
15	13.8	7792.5	46	44.7	9047
16	14.7	7998.3	47	45.8	8912.1
17	15.7	8203.7	48	46.7	9057.3
18	16.7	8397.2	49	47.8	9065.7
19	17.7	8630.6	50	48.7	9089.3
20	18.7	8838.1	51	49.7	8982.6
21	19.7	8982.3	52	50.7	8807.8
22	20.7	9035.9	53	51.7	8902.1
23	21.7	9150.7	54	52.7	8910.7
24	22.6	9349.1	55	53.7	9016.5
25	23.7	9522.6	56	54.6	9014
26	24.6	9572.0	57	55.6	8336.4
27	25.6	9629.0	58	56.5	6566.1
28	26.6	9678.5	59	57.4	6688.4
29	27.7	9451.1	60	58.4	6800.9
30	28.7	9289.3	61	59.4	6929.6
31	29.7	9186.3			



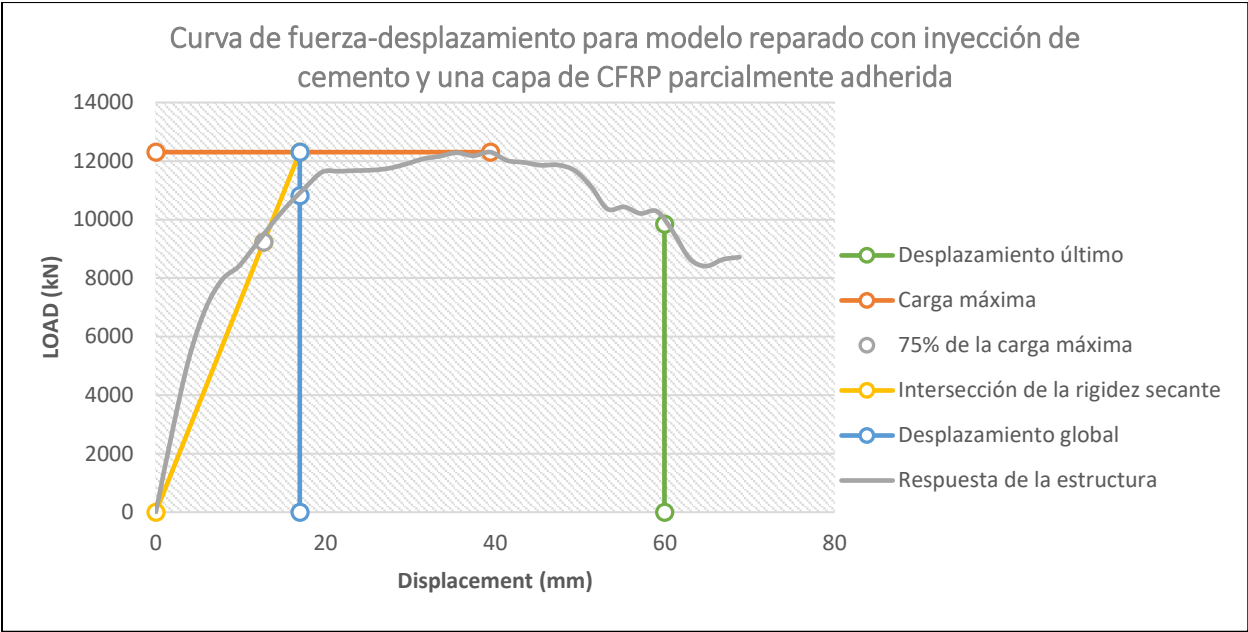
Apéndice 7. Análisis pushover para la estructura reparada con inyección de cemento

Análisis pushover para modelo reparado con inyección de cemento					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	10	8.9	7463.8
2	1.0	1324.3	11	9.9	7877.1
3	2.0	2253.6	12	10.9	8325.6
4	3.0	3246.7	13	11.9	8832.7
5	3.9	3939.6	14	12.9	7466.8
6	4.9	4627.1	15	13.9	5181.5
7	5.9	5447.1	16	14.9	5361.3
8	6.9	6235.6	17	15.9	5549.5
9	7.9	7019.2	18	16.9	5716.6

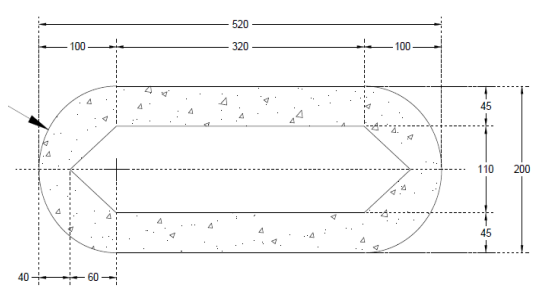


Apéndice 8. Análisis pushover para la estructura reparada con inyección de cemento y una capa de CFRP parcialmente adherida

Análisis pushover para modelo reparado con inyección de cemento y una capa de CFRP parcialmente adherida					
Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)	Etapas de carga	Desplazamiento (mm)	Carga (kN)
1	0.0	0.0	19	35.4	12284.1
2	2.0	2768.1	20	37.4	12181.4
3	3.9	5246.7	21	39.4	12305.2
4	5.9	6948.7	22	41.4	12018.1
5	7.8	7946.2	23	43.4	11954.1
6	9.8	8407.3	24	45.4	11855.1
7	11.8	9127.8	25	47.4	11866.6
8	13.7	9873.0	26	49.4	11672.8
9	15.7	10530.5	27	51.4	11106.8
10	17.7	11107.3	28	53.2	10361.9
11	19.6	11628.9	29	55.2	10431.8
12	21.6	11650.4	30	57.1	10208.4
13	23.6	11674.3	31	59.1	10281.0
14	25.5	11689.4	32	60.991	9561.6
15	27.5	11753.3	33	62.933	8659.2
16	29.5	11896.6	34	64.844	8409.1
17	31.5	12073.3	35	66.812	8635.7
18	33.5	12163.1	36	68.786	8715.3

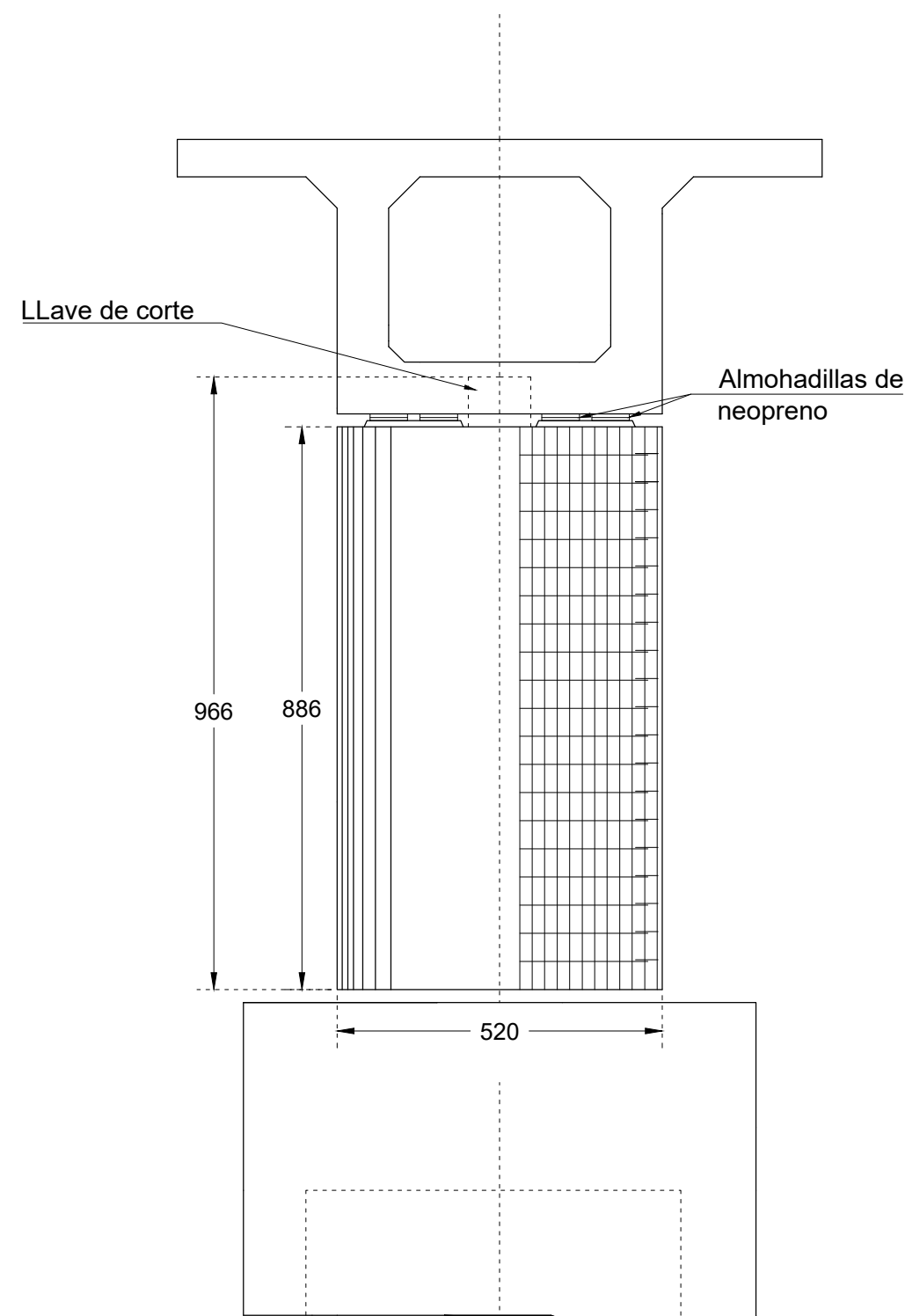


Apéndice 9. Diseño de la metodología de reparación con CFRP.

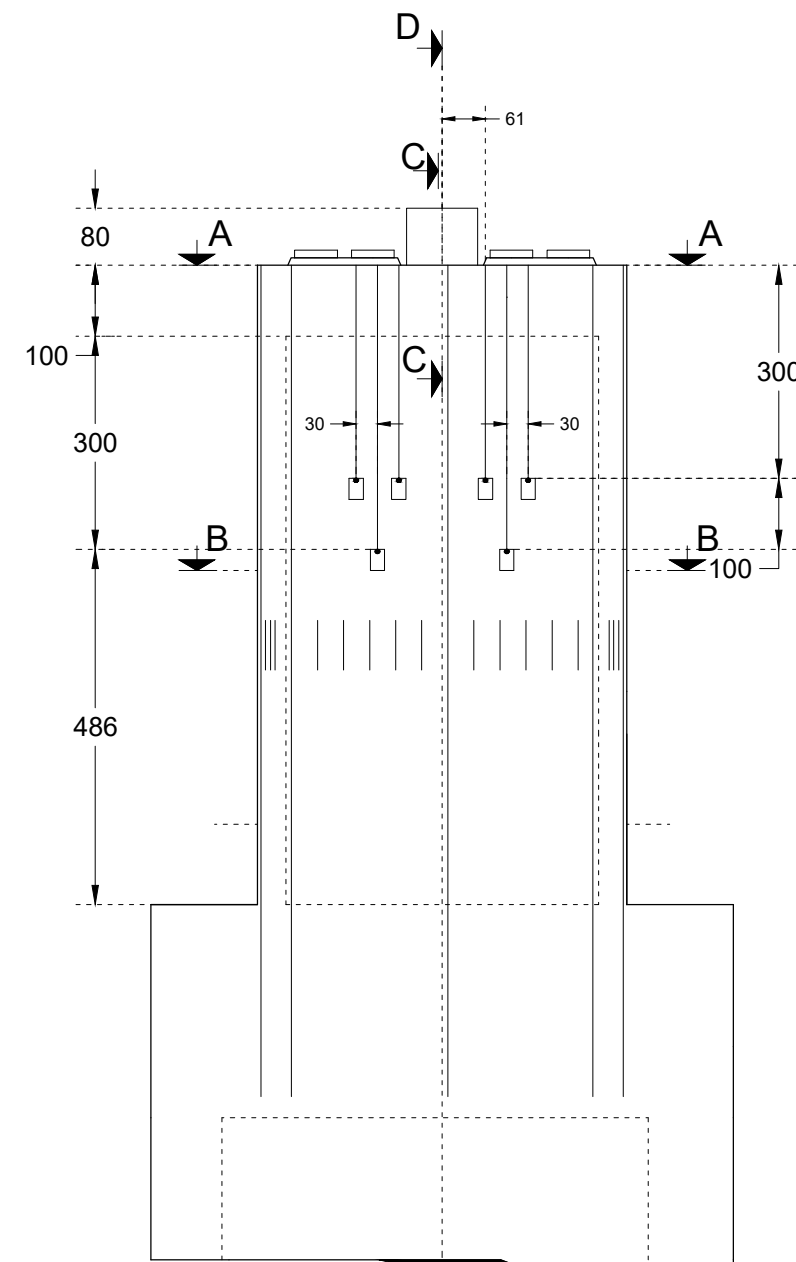
1.CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO DEL ELEMENTO					
Datos generales					
$f_{y,f}$	1000	MPa	E_f	87000	MPa
$f_{y,st}$	420	MPa	E_{st}	200000	MPa
ε_{fd}	0.0022	me	t_f	1	mm
b	5200	mm	h	2000	mm
b'	3200	mm	h'	1100	mm
ρ_{sw-x}	0.141	-	s	300	mm
ρ_{fw-x}	0.0385	-	ρ_{fw-y}	0.1	-
ρ_g	0.105	-	ρ_{sw-y}	0.199	-
Sección transversal de la estructura (dimensiones en cm)					
1.1Porcentajes volúmetricos de refuerzo					
$\rho_{fv} = \frac{2t_f(h+b)}{hb}$			0.138	-	
$\rho_{sv} = \frac{A_{sw-x}b_o + A_{sw-y}h_o}{sh_o b_o}$			0.34	-	
1.2Coeficientes de efectividad					
$\alpha_f = 1 - \frac{(b')^2 + (h')^2}{3bh(1 - \rho_g)}$			0.59	-	
$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n bi^2/6b_o h_o$			0.94	-	
$\alpha_s = \left(1 - s/2b_o\right)^2$			0.50	-	
$\alpha_w = \alpha_n \alpha_s$			0.47	-	
1.3 Presiones laterales					
$\sigma_x = \rho_{fw-x}E_f\varepsilon_{fd} + \rho_{sw-x}f_{y,st}$			66.6	MPa	
$\sigma_y = \rho_{fw-y}E_f\varepsilon_{fd} + \rho_{sw-y}f_{y,st}$			102.7	MPa	
$\sigma_{lat} = 0.5(\alpha_f \cdot \rho_{fv} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} + \alpha_w \cdot \rho_{sv} \cdot f_{y,st})$			7.8	MPa	

2. Cálculo de deformación maxima de diseño de la jacket de FRP, ϵ_{fd}					
Datos Generales					
R	500	mm	D_b	10	mm
b'	3200	mm	t_0	1	mm
τ_a	72.4	MPa	S_{ao}	5	-
γ_f	1.5	-	E_f	87000	MPa
ϵ_f	0.01		l_b^{avail}	10000	mm
$\epsilon_{fd} \leq n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max}$					
2.1 Longitud de traslape mínimo de la jacket FRP					
$l_b^{min} = 1.6 \sqrt{E_f t_0 S_{ao} / \tau_a}$			124.021		mm
2.2 Factores de importancia					
$n_1 = 0.25 + 2(R + D_b) / b' \leq 1$			0.631328125		
$n_2 = l_b^{avail} / l_b^{min} \leq 1$			0.806314875		
$n_3 =$			(estructura completamente envuelta)		1
2.3					
$\epsilon_{f,max} = \epsilon_{fu} / \gamma_f$			0.0067		me
$n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max}$			0.0034		me
$\epsilon_{fd} =$			0.0022		me
$\epsilon_{fd} \leq n_1 n_2 n_3 \epsilon_{f,max} =$		0.0022	\leq	0.0034	\therefore Si cumple
3. Ley de esfuerzo-deformación para FRP-Concreto confinado					
Datos Generales					
σ_{lat}	7.8	MPa	f_{ck}	34	MPa
			ϵ_{co}	0.035	me
$f_{cc} = f_{ck} + 3\sigma_{lat}$		57.45221017		MPa	
$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}(1 + 15\sigma_{lat} / f_{ck})$		0.155709905		me	

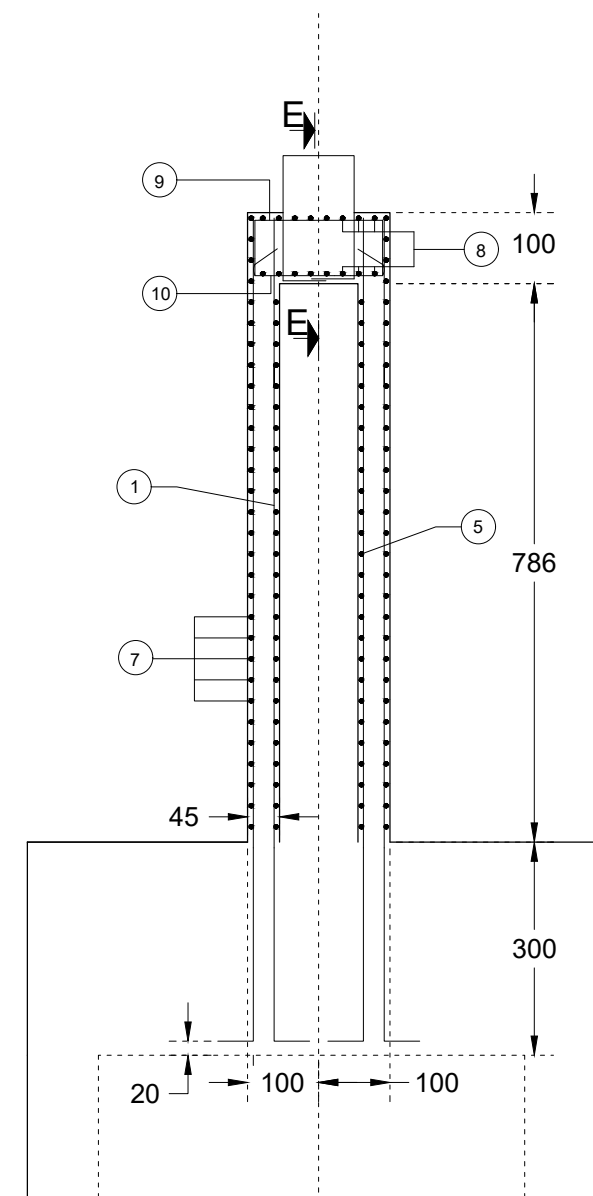
4. Mecanismo de cortante del elemento de concreto con FRP					
Datos Generales					
f_c	34	MPa	d	2600	mm
b	5200	mm	b_o	250	mm
\bar{z}	0.001596	-	h_o	200	mm
ρ_{sw-x}	0.141	-	$f_{y,st}$	420	MPa
b	5200	mm	ρ_{f-x}	0.038	-
h	2000	mm	ε_{fd}	0.0022	me
E_f	87000	Mpa			
$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f}$					
4.1 Cálculo de fuerza a cortante original del elemento de CR					
$V_{Rd,c} = 0.41\sqrt{f_c} * (b * \bar{z}d)$	5158612.354			N	
$V_{Rd,s} = \rho_{sw-x} * b_o * h_o * f_{y,st}$	2961000			N	
$V_{Rd,o} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$	5158612.354			N	
	5158.612354			kN	
4.2 Cálculo de fuerza a cortante del FRP					
$f_{fwd} = E_f * \varepsilon_{fd}$	191.4			MPa	
$V_{Rd,f} = \rho_{f-x} * b * h * f_{fwd}$	7656000			N	
	7656			kN	
4.3 Verificación					
$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f}$	12814612.35			N	
	12814.61235			kN	
5. Ductilidad del elemento de CR con FRP					
Datos generales					
k_f^c	0.19272	-	f_c	34	MPa
ρ_{fv}	0.138461538	-	E_f	87000	MPa
$\varepsilon_{fu,d}$	0.0067	-			
$\mu_{\Delta} = 1.3 + 12.4(0.5(k_f^c \rho_{fv} E_f \varepsilon_{fu,d}) / f_c - 0.1)$					
$\mu_{\Delta} =$		3.30			



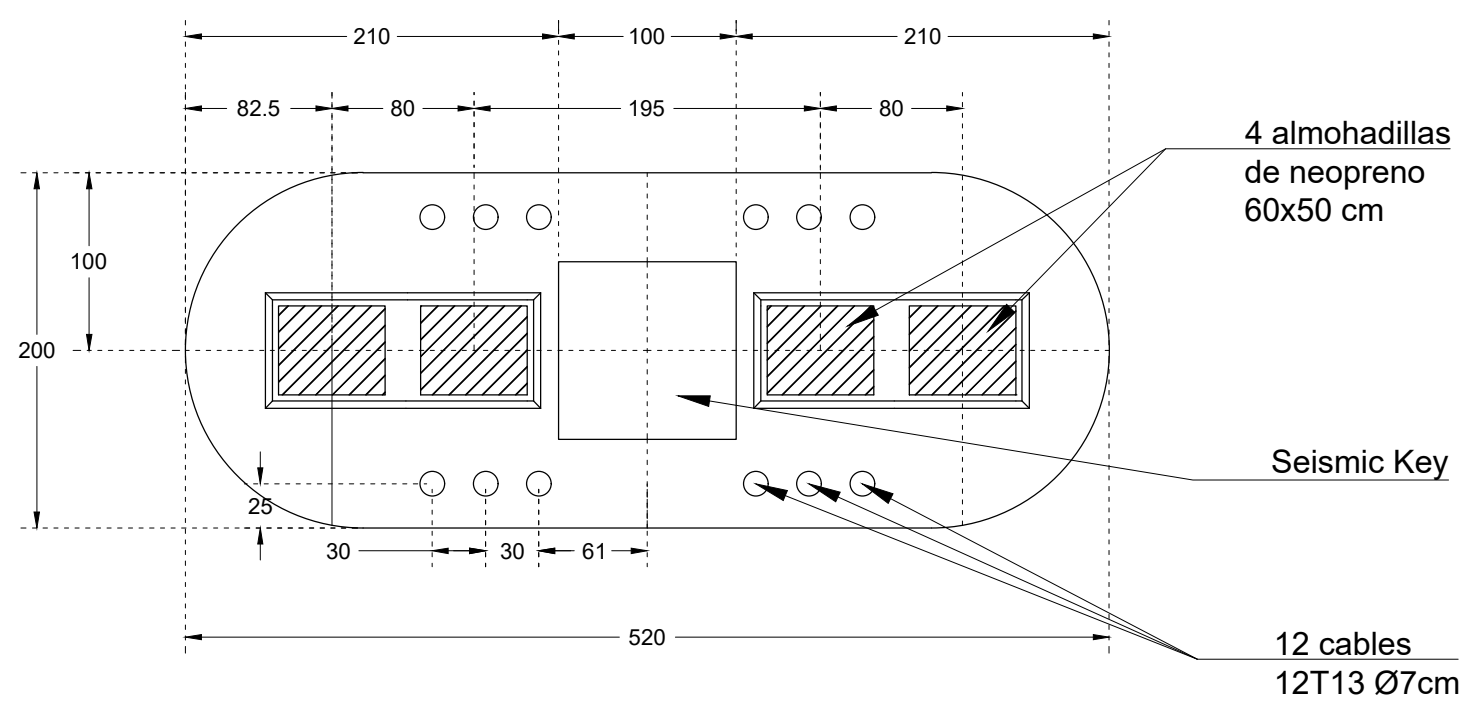
Vista general de Pila #3
Escala 1:100



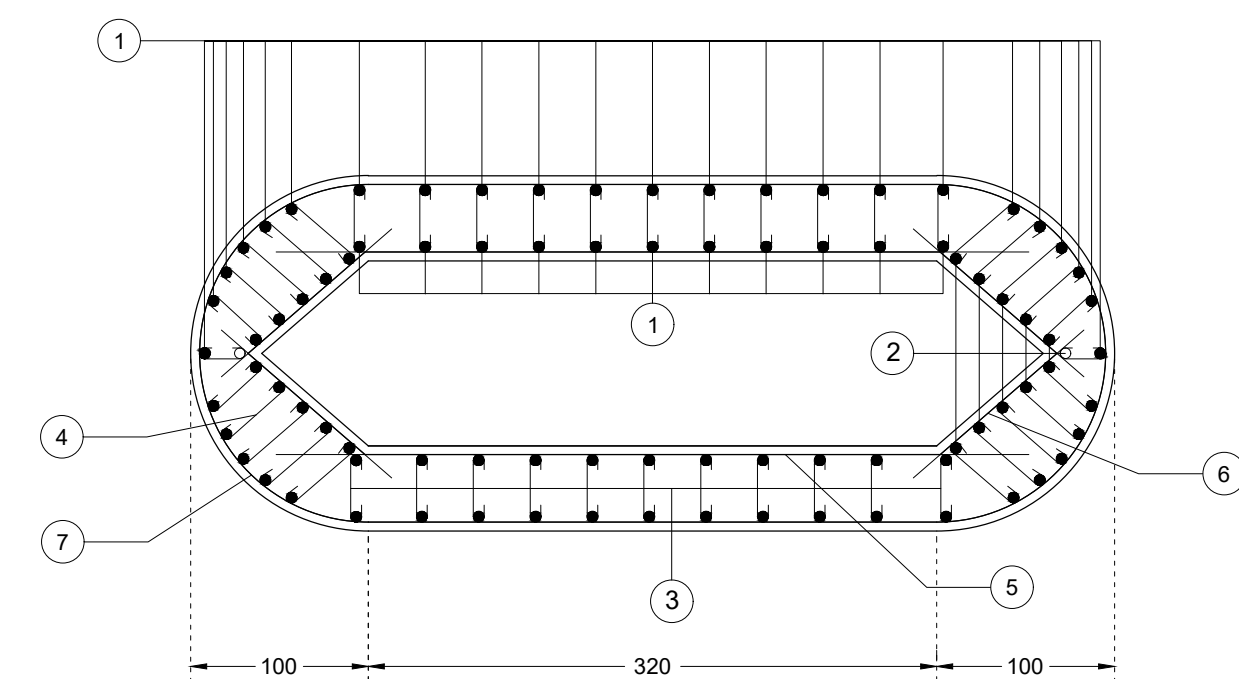
Elevación de Pila #3
Escala 1:100



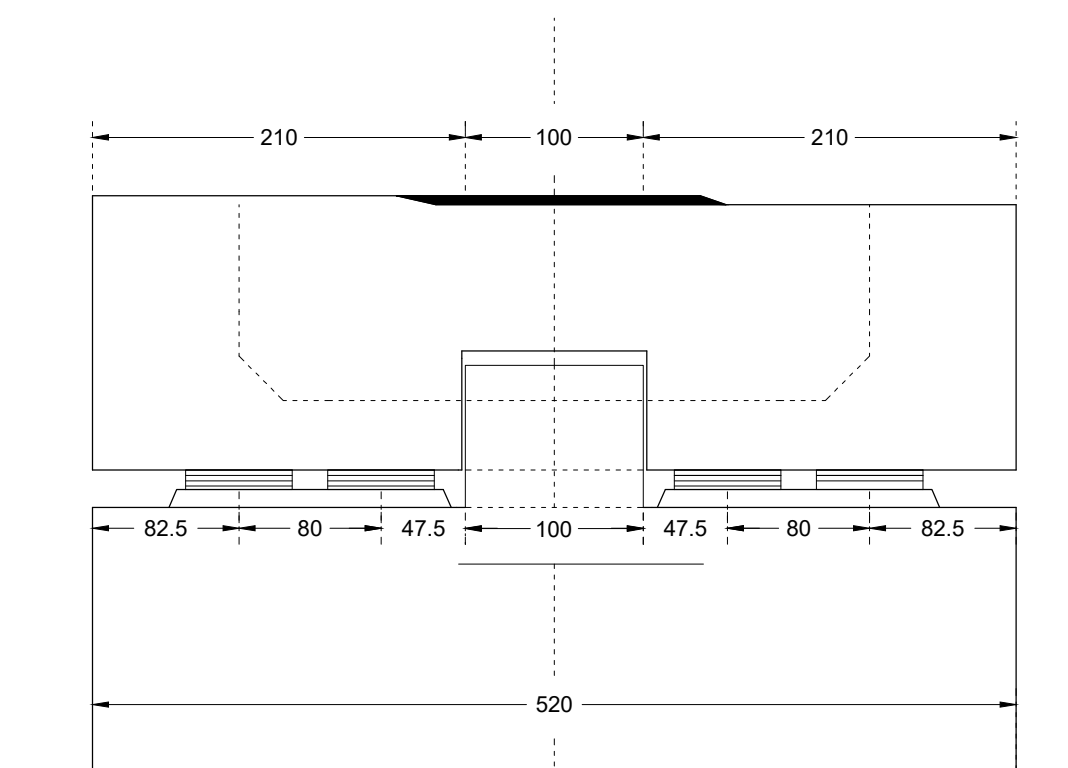
Sección D-D de Pila #3
Escala 1:100



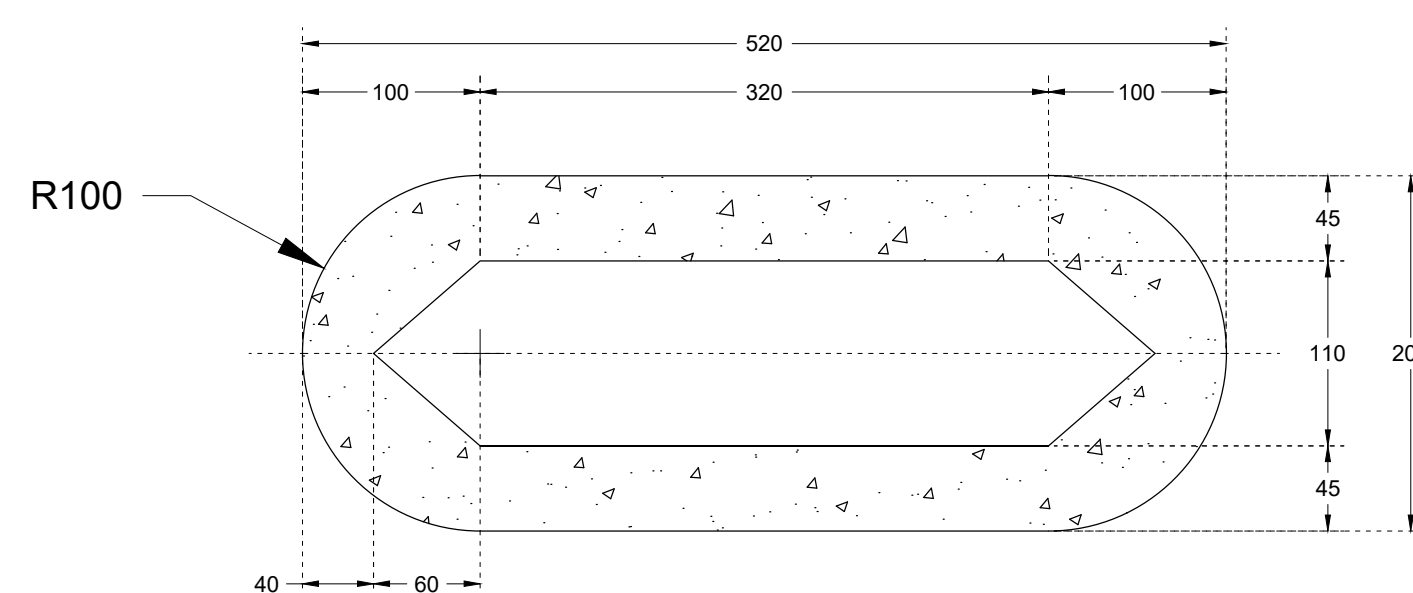
Seccion A-A de Pila #3
Escala 1: 250



Seccion B-B de Pila #3
Escala 1: 250



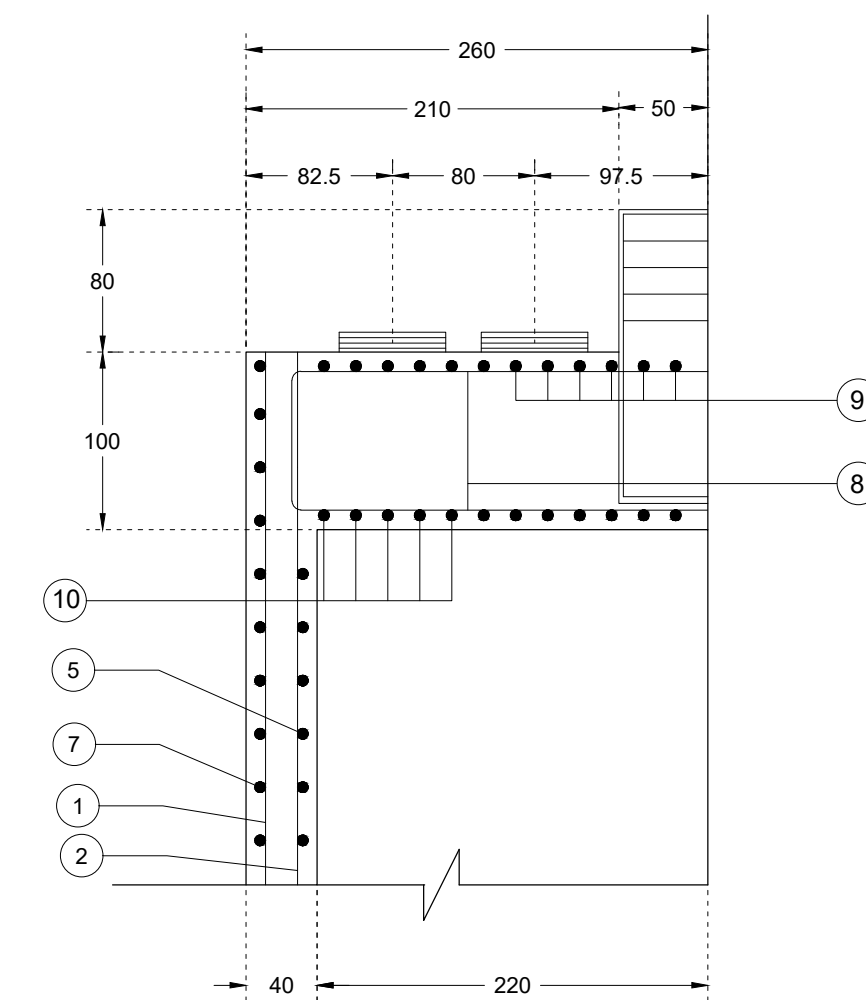
Conexión Viga - Columna
Escala 1: 250



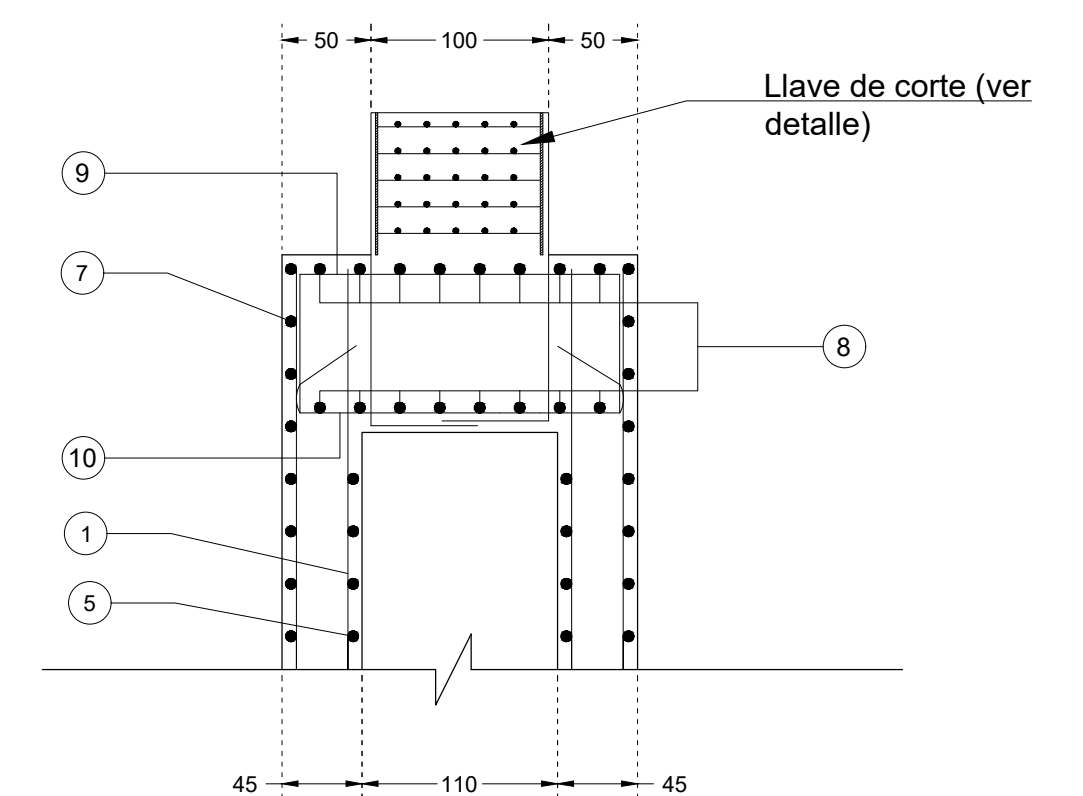
Sección Hueca de Pila #3
Escala 1: 250

No.	Diametro (in)	Diametro (mm)	Longitud (cm)	Separación (cm)	Elementos	Eje	Sketch
1	1 1/4	31.7	881	32	66	Longitudinal	
2	1	25.4	881	32	22	Longitudinal	
3	3/8	9.5	55	30	660	Transversal	
4	3/8	9.5	Variable	30	660	Transversal	
5	3/8	9.5	400	30	60	Transversal	
6	3/8	9.5	140	30	120	Transversal	
7	3/8	9.5	658.5	30	60	Transversal	
8	5/8	15.9	690	25	16	Transversal	
9	5/8	15.9	366	20	26	Transversal	
10	5/8	15.9	296	20	26	Transversal	
11	1	25.4	526	14	14	Longitudinal	
12	1/2	12.7	296	30	30	Transversal	

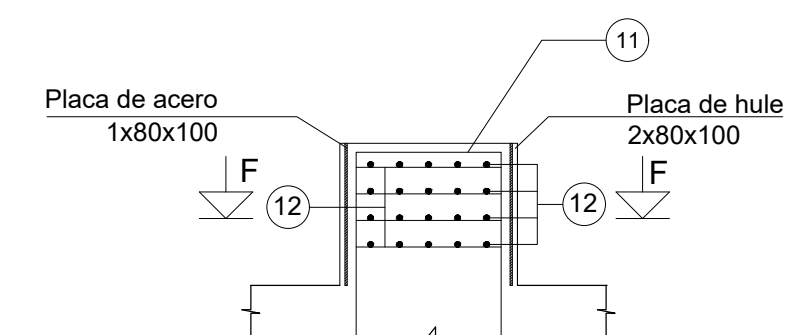
Notas:
Todas las dimensiones dadas en los detalles están dadas en CENTIMETROS
El concreto utilizado posee una resistencia a la compresión f_c : 32 MPa
El acero de refuerzo utilizado fue con un esfuerzo a tensión de f_y : 420 MPa



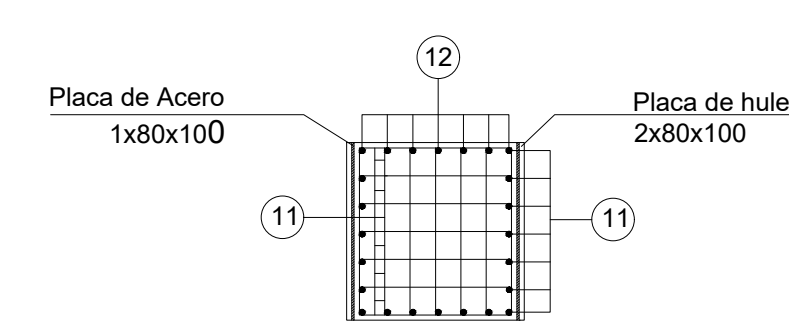
Seccion E-E de Pila #3
Escala 1: 250



Seccion C-C de Pila #3
Escala 1: 250



Detalle Llave Sísmica
Escala 1: 250



Seccion F-F
Escala 1: 250

Anexos

El primer anexo presenta las fichas técnicas con información sobre las láminas de CFRP y GFRP respectivamente, utilizadas para el diseño y la selección del tipo de material a utilizar como metodología de reparación. Son tomadas de la compañía canadiense Tyfo, especializada en la fabricación e instalación de este tipo de material.

En el segundo anexo, se muestran una serie de fotografías de la pila en estudio, suministradas por encargados del programa eBridge del Centro de Investigación de Vivienda y Construcción (CIVCO)

Tyfo® SCH-41 Composite using Tyfo® S Epoxy

DESCRIPTION

The Tyfo® SCH-41 Composite is comprised of Tyfo® S Epoxy and Tyfo® SCH-41 reinforcing fabric, which is NSF-Certified. Tyfo® SCH-41 is a custom, uni-directional carbon fabric orientated in the 0° direction. The Tyfo® S Epoxy is a two-component epoxy matrix.

USE

Tyfo® SCH-41 Fabric is combined with Tyfo® Epoxy to add strength to bridges, buildings, and other structures.

ADVANTAGES

- ICC-ES ESR-2103 listed product
- Component of UL listed, fire-rated assembly
- NSF/ANSI Standard 61 listed product for drinking water systems
- Improved long-term durability
- Good high & low temperature properties
- Long working time
- High tensile modulus and strength
- Ambient cure
- 100% solvent-free
- Rolls can be cut to desired widths prior to shipping

COVERAGE

Approximately 600 sq. ft. surface area with 3 to 4 units of Tyfo® S Epoxy and 1 roll of Tyfo® SCH-41 Fabric when used with the Tyfo® Saturator.

PACKAGING

Order Tyfo® S Epoxy in 55-gallon (208L) drums or pre-measured units in 5-gallon (19L) containers. Tyfo® SCH-41 Fabric typically shipped in 24" x 300 lineal foot (0.6m x 91.4m) rolls. Typically ships in 12" x 13" x 27" (305mm x 330mm x 686mm) boxes.

EPOXY MIX RATIO

100.0 component A to 42.0 component B by volume. (100 component A to 34.5 component B by weight.)

SHELF LIFE

Epoxy - two years in original, unopened and properly stored containers.

Fabric - ten years in proper storage conditions.

STORAGE CONDITIONS

Store epoxy at 40° to 90° F (4° to 32° C). Avoid freezing. Store rolls flat, not on ends, at temperatures below 100° F (38° C). Avoid moisture and water contamination.

CERTIFICATE OF COMPLIANCE

- Will be supplied upon request, complete with state and federal packaging laws with copy of labels used.
- Material safety data sheets will be supplied upon request.
- Possesses 0% V.O.C. level.

5/15 SCH-41

TYPICAL DRY FIBER PROPERTIES

PROPERTY	TYPICAL TEST VALUE
Tensile Strength	580,000 psi (4.0 GPa)
Tensile Modulus	33.4 x 10 ⁶ psi (230 GPa)
Ultimate Elongation	1.7%
Density	0.063 lbs./in. ³ (1.74 g/cm ³)
Minimum weight per sq. yd.	19 oz. (644 g/m ²)

COMPOSITE GROSS LAMINATE PROPERTIES

PROPERTY	ASTM METHOD	TYPICAL TEST VALUE	DESIGN VALUE*
Ultimate Tensile Strength in Primary Fiber Direction	D3039	143,000 psi (986 MPa) (5.7 kip/in. width)	121,000 psi (834 MPa) (4.8 kip/in. width)
Elongation at Break	D3039	1.0%	0.85%
Tensile Modulus	D3039	13.9 x 10 ⁶ psi (95.8 GPa)	11.9 x 10 ⁶ psi (82 GPa)
Flexural Strength	D790	17,900 psi (123.4 MPa)	15,200 psi (104.8 MPa)
Flexural Modulus	D790	452,000 psi (3.12 GPa)	384,200 psi (2.65 GPa)
Longitudinal Compressive Strength	D3410	50,000 psi (344.8 MPa)	42,500 psi (293 MPa)
Longitudinal Compressive Modulus	D3410	11.2 x 10 ⁶ psi (77.2 GPa)	9.5 x 10 ⁶ psi (65.5 GPa)
Longitudinal Coefficient of Thermal Expansion	D696	3.6 ppm./°F	
Transverse Coefficient of Thermal Expansion	D696	20.3 ppm./°F	
Nominal Laminate Thickness		0.04 in. (1.0mm)	0.04 in. (1.0mm)

* Gross laminate design properties based on ACI 440 suggested guidelines will vary slightly. Contact Fyfe Co. LLC engineers to confirm project specification values and design methodology.

EPOXY MATERIAL PROPERTIES

Curing Schedule 72 hours post cure at 140° F (60° C).		
PROPERTY	ASTM METHOD	TYPICAL TEST VALUE*
Tensile Strength ¹	D638 Type 1	10,500 psi (72.4 MPa)
Tensile Modulus	D638 Type 1	461,000 psi (3.18 GPa)
Elongation Percent	D638 Type 1	5.0%
Flexural Strength	D790	17,900 psi (123.4 MPa)
Flexural Modulus	D790	452,000 psi (3.12 GPa)
T _g	D4065	180° F (82° C)

¹ Testing temperature: 70° F (21° C) Crosshead speed: 0.5 in. (13mm)/min. Grips Instron 2716-0055 - 30 kips

* Specification values can be provided upon request.

HOW TO USE THE TYFO® S COMPOSITE SYSTEM

DESIGN

The Tyfo® Fibrwrap® System shall be designed to meet specific design criteria. The criteria for each project is dictated by the engineer of record and any relevant building codes and/or guidelines. The design should be based on the allowable strain for each type of application and the design modulus of the material. The Fyfe Co. LLC engineering staff will provide preliminary design at no obligation.

INSTALLATION

Tyfo® System to be installed by Fyfe Co. LLC trained and certified applicators. Installation shall be in strict compliance with the Fyfe Co. LLC Quality Control Manual.

SURFACE PREPARATION

The required surface preparation is largely dependent on the type of element being strengthened. In general, the surface must be clean, dry and free of protrusions or cavities, which may cause voids behind the Tyfo® composite. Column surfaces that will receive continuous wraps typically require only a broom cleaning. Discontinuous wrapping surfaces (walls, beams, slabs, etc.) typically require a light sandblast, grinding or other approved methods to prepare for bonding. Sharp and chamfered corners will be rounded off by grinding or using thickened Tyfo® S epoxy (Tyfo® WS epoxy or approved repair mortar). At the time of application, the substrate shall not have any free moisture on it. If moisture cannot be avoided, the use of Tyfo® WP (Wet-Prime epoxy) is recommended. Tyfo® Fibr™ Anchors are incorporated in some designs. The Fyfe Co. LLC engineering staff will provide the proper specifications and details based on the project requirements.

MIXING

For pre-measured units in 5-gallon (19L) containers, pour the contents of component B into the pail of component A. For drums, premix each component: 100.0 parts of component A to 42.0 parts of component B by volume (100 parts of component A to 34.5 parts of component B by weight). Mix thoroughly for five minutes with a Tyfo® low speed mixer at 400-600 RPM until uniformly blended.

APPLICATION

Apply one prime coat of Tyfo® S Epoxy on the substrate by using a roller. Saturate the fabric by feeding it through the Tyfo® Saturator. Apply using the Tyfo® wrapping equipment or approved hand methods (See the Tyfo® Saturator Manual). Prior to the application of the saturated fabric, fill any uneven surface with thickened Tyfo® S epoxy. Saturate and apply subsequent layers of the fabric according to the Specifications and the Design Requirements. The use of a roller or hand pressure, ensure proper orientation of fibers, release or roll out entrapped air and ensure that each individual layer is firmly bedded and adhered to the preceding layer or substrate. Apply a final coat of thickened Tyfo® S Epoxy and detail all fabric edges, including butt splice, termination points and jacket edges. Please refer to the NSF Listing for the NSF-61 Listed Application.

PROTECTIVE COATINGS

In case of plaster final coating, apply sand by hand for better bonding surface while the final coat of epoxy is still tacky. In case of paint final coating, paint between 24 and 72 hours after final application of epoxy. If more than 72 hours after application, prepare the surface of the final coat of epoxy by light sandblast or hand sanding to slightly etch the surface.

LIMITATIONS

Application temperature of the epoxy is a minimum 40° F (4° C) and maximum of 100° F (38° C). DO NOT THIN, solvents will prevent proper cure.

FIELD QUALITY CONTROL

Record batch numbers for fabric and epoxy used each day and note locations of installations. Measure square feet of fabric and volume of epoxy used each day.

CAUTION!

COMPONENT A - Irritant:

Prolonged contact to the skin may cause irritation. Avoid eye contact.

COMPONENT B - Irritant:

Corrosive. Contact with skin may cause severe burns. Avoid eye contact. Product is a strong sensitizer. Use of safety goggles and chemical resistant gloves recommended. Remove contaminated clothing. Avoid breathing vapors. Use adequate ventilation. Use of an organic vapor respirator recommended.

SAFETY PRECAUTIONS

Avoid breathing vapors. Avoid contact with eyes and skin. Use of an approved respirator with an organic absorption cartridge is recommended for possible vapors. Rubber gloves, rubber boots, and protective suits are recommended for handling and application of this material. Safety glasses or a face shield are recommended to prevent eye contact.

FIRST AID

In case of skin contact, wash thoroughly with soap and water. For eye contact, flush immediately. For respiratory problems, remove to fresh air. Wash clothing before reuse.

CLEANUP

Collect with absorbent material, flush with water. Dispose of in accordance with local disposal regulations. Uncured material can be removed with approved solvent. Cured materials can only be removed mechanically.

SHIPPING LABELS CONTAIN

- State specification number with modifications, if applicable
- Component designation
- Type, if applicable
- Manufacturer's name
- Date of manufacture
- Batch name
- State lot number, if applicable
- Directions for use
- Warnings or precautions by law

**KEEP CONTAINER TIGHTLY CLOSED.
NOT FOR INTERNAL CONSUMPTION.
CONSULT MATERIAL SAFETY DATA SHEET
(MSDS) FOR MORE INFORMATION.
KEEP OUT OF REACH OF CHILDREN.
FOR INDUSTRIAL USE ONLY.**

Fyfe Co. LLC

Tyfo® Fibrwrap® Systems

3940 Ruffin Road, Suite C, San Diego, CA 92123

Tel: 858.642.0694 Fax: 858.444.2982

E-mail: info@fyfeco.com www.fyfeco.com

Statement of Responsibility: The technical information and application advice in this publication is based on the present state of our best scientific and practical knowledge. As the nature of the information herein is general, no assumption can be made as to the product's suitability for a particular use or application, and no warranty as to its accuracy, reliability or completeness, either expressed or implied, is given other than those required by State legislation. The owner, his representative or the contractor is responsible for checking the suitability of products for their intended use. Field service, where provided, does not constitute supervisory responsibility. Suggestions made by the Fyfe Co., either verbally or in writing, may be followed, modified or rejected by the owner, engineer or contractor since they, and not the Fyfe Co., are responsible for carrying out procedure appropriate to a specific application.

Tyfo® SEH-51A Composite

using Tyfo® S Epoxy

DESCRIPTION

The Tyfo® SEH-51A Composite is an ICC ER-2103 listed material comprised of Tyfo® S Epoxy and Tyfo® SEH-51A reinforcing fabric. Tyfo® SEH-51A is a custom weave, uni-directional glass fabric used in the Tyfo® Fibrwrap® System. The glass material is orientated in the 0° direction with additional yellow glass cross fibers at 90°. The Tyfo® S Epoxy is a two-component epoxy matrix material.

USE

Tyfo® SEH-51A Fabric is combined with Tyfo® epoxy material to add strength and ductility to bridges, buildings, and other structures.

ADVANTAGES

- ICC-ES ESR-2103 listed product
- Component of UL listed, fire-rated assembly
- NSF/ANSI Standard 61 listed product for drinking water systems
- Good high & low temperature properties
- Long working time
- High elongation
- Ambient cure
- 100% solvent-free
- Rolls can be cut to desired widths prior to shipping

COVERAGE

Approximately 675 sq. ft. surface area with 3 to 4 units of Tyfo® S Epoxy and 1 roll of Tyfo® SEH-51A Fabric when used with the Tyfo® Saturator.

PACKAGING

Order Tyfo® S Epoxy in 55-gallon (208L) drums or pre-measured units in 5-gallon (19L) containers. Order Tyfo® SEH-51A Fabric in 54" x 150 lineal foot (1.4m x 45.7m) rolls. Typically ships in 12" x 13" x 64" (305mm x 330mm x 1626mm) boxes.

EPOXY MIX RATIO

100.0 component A to 42.0 component B by volume. (100 component A to 34.5 component B by weight.)

SHELF LIFE

Epoxy - two years in original, unopened and properly stored containers.
 Fabric - ten years in proper storage conditions.

STORAGE CONDITIONS

Store epoxy at 40° to 90° F (4° to 32° C). Avoid freezing. Store rolls flat, not on ends, at temperatures below 100° F (38° C). Avoid moisture and water contamination.

TYPICAL DRY FIBER PROPERTIES

Tensile Strength	470,000 psi (3.24 GPa)
Tensile Modulus	10.5 x 10 ⁶ psi (72.4 GPa)
Ultimate Elongation	4.5%
Density	0.092 lbs./in. ³ (2.55 g/cm ³)
Minimum weight per sq. yd.	27 oz. (915 g/m ²)

COMPOSITE GROSS LAMINATE PROPERTIES

PROPERTY	ASTM METHOD	TYPICAL TEST VALUE	DESIGN VALUE*
Ultimate tensile strength in primary fiber direction, psi	D3039	83,400 psi (575 MPa) (4.17 kip/in. width)	66,720 psi (460 MPa) (3.3 kip/in. width)
Elongation at break	D3039	2.2%	1.76%
Tensile Modulus, psi	D3039	3.79 x 10 ⁶ psi (26.1 GPa)	3.03 x 10 ⁶ psi (20.9 GPa)
Flexural Strength, psi	D790	80,000 psi (551.6 MPa)	68,000 psi (468.9 MPa)
Flexural Modulus, psi	D790	3.5 x 10 ⁶ psi (24.1 GPa)	2.98 x 10 ⁶ psi (20.5 GPa)
Ultimate tensile strength 90 degrees to primary fiber, psi	D3039	3,750 psi (25.8 MPa)	3,000 psi (20.7 MPa)
Nominal Laminate Thickness		0.05 in. (1.3mm)	0.05 in. (1.3mm)

* Gross laminate design properties based on ACI 440 suggested guidelines will vary slightly. Contact Fyfe Co. LLC engineers to confirm project specification values and design methodology.

EPOXY MATERIAL PROPERTIES

Curing Schedule 72 hours post cure at 140° F (60° C).		
PROPERTY	ASTM METHOD	TYPICAL TEST VALUE*
Tensile Strength ¹ , psi	D638 Type 1	10,500 psi (72.4 MPa)
Tensile Modulus, psi	D638 Type 1	461,000 psi (3.18 GPa)
Elongation Percent	D638 Type 1	5.0%
Flexural Strength, psi	D790	17,900 psi (123.4 MPa)
Flexural Modulus, psi	D790	452,000 psi (3.12 GPa)
T _g	D4065	180° F (82° C)

¹ Testing temperature: 70° F (21° C) Crosshead speed: 0.5 in. (13mm)/min. Grips Instron 2716-0055 - 30 kips

* Specification values can be provided upon request.

CERTIFICATE OF COMPLIANCE

- Will be supplied upon request, complete with state and federal packaging laws with copy of labels used.
- Material safety data sheets will be supplied upon request.
- Possesses 0% V.O.C. level.

HOW TO USE THE TYFO® S COMPOSITE SYSTEM

DESIGN

The Tyfo® Fibrwrap® System shall be designed to meet specific design criteria. The criteria for each project is dictated by the engineer of record and any relevant building codes and/or guidelines. The design should be based on the allowable strain for each type of application and the design modulus of the material. The Fyfe Co. LLC engineering staff will provide preliminary design at no obligation.

INSTALLATION

Tyfo® System to be installed by Fyfe Co. LLC trained and certified applicators. Installation shall be in strict compliance with the Fyfe Co. LLC Quality Control Manual.

SURFACE PREPARATION

The required surface preparation is largely dependent on the type of element being strengthened. In general, the surface must be clean, dry and free of protrusions or cavities, which may cause voids behind the Tyfo® composite. Column surfaces that will receive continuous wraps typically require only a broom cleaning. Discontinuous wrapping surfaces (walls, beams, slabs, etc.) typically require a light sandblast, grinding or other approved methods to prepare for bonding. Sharp and chamfered corners will be rounded off by grinding or using thickened Tyfo® S epoxy (Tyfo® WS epoxy or approved repair mortar). At the time of application, the substrate shall not have any free moisture on it. If moisture cannot be avoided, the use of Tyfo® WP (Wet-Prime epoxy) is recommended. Tyfo® Fibr™ Anchors are incorporated in some designs. The Fyfe Co. LLC engineering staff will provide the proper specifications and details based on the project requirements.

MIXING

For pre-measured units in 5-gallon (19L) containers, pour the contents of component B into the pail of component A. For drums, premix each component: 100.0 parts of component A to 42.0 parts of component B by volume (100 parts of component A to 34.5 parts of component B by weight). Mix thoroughly for five minutes with a Tyfo® low speed mixer at 400-600 RPM until uniformly blended.

APPLICATION

Apply one prime coat of Tyfo® S Epoxy on the substrate by using a roller. Saturate the fabric by feeding it through the Tyfo® Saturator. Apply using the Tyfo® wrapping equipment or approved hand methods (See the Tyfo® Saturator Manual). Prior to the application of the saturated fabric, fill any uneven surface with thickened Tyfo® S epoxy. Saturate and apply subsequent layers of the fabric according to the Specifications and the Design Requirements. The use of a roller or hand pressure, ensure proper orientation of fibers, release or roll out entrapped air and ensure that each individual layer is firmly bedded and adhered to the preceding layer or substrate. Apply a final coat of thickened Tyfo® S Epoxy and detail all fabric edges, including butt splice, termination points and jacket edges. Please refer to the NSF Listing for the NSF-61 Listed Application.

PROTECTIVE COATINGS

In case of plaster final coating, apply sand by hand for better bonding surface while the final coat of epoxy is still tacky. In case of paint final coating, paint between 24 and 72 hours after final application of epoxy. If more than 72 hours after application, prepare the surface of the final coat of epoxy by light sandblast or hand sanding to slightly etch the surface.

LIMITATIONS

Application temperature of the epoxy is a minimum 40° F (4° C) and maximum of 100° F (38° C). DO NOT THIN, solvents will prevent proper cure.

FIELD QUALITY CONTROL

Record batch numbers for fabric and epoxy used each day and note locations of installations. Measure square feet of fabric and volume of epoxy used each day.

CAUTION!

COMPONENT A - Irritant:

Prolonged contact to the skin may cause irritation. Avoid eye contact.

COMPONENT B - Irritant:

Corrosive. Contact with skin may cause severe burns. Avoid eye contact. Product is a strong sensitizer. Use of safety goggles and chemical resistant gloves recommended. Remove contaminated clothing. Avoid breathing vapors. Use adequate ventilation. Use of an organic vapor respirator recommended.

SAFETY PRECAUTIONS

Avoid breathing vapors. Avoid contact with eyes and skin. Use of an approved respirator with an organic absorption cartridge is recommended for possible vapors. Rubber gloves, rubber boots, and protective suits are recommended for handling and application of this material. Safety glasses or a face shield are recommended to prevent eye contact.

FIRST AID

In case of skin contact, wash thoroughly with soap and water. For eye contact, flush immediately. For respiratory problems, remove to fresh air. Wash clothing before reuse.

CLEANUP

Collect with absorbent material, flush with water. Dispose of in accordance with local disposal regulations. Uncured material can be removed with approved solvent. Cured materials can only be removed mechanically.

SHIPPING LABELS CONTAIN

- State specification number with modifications, if applicable
- Component designation
- Type, if applicable
- Manufacturer's name
- Date of manufacture
- Batch name
- State lot number, if applicable
- Directions for use
- Warnings or precautions by law

**KEEP CONTAINER TIGHTLY CLOSED.
NOT FOR INTERNAL CONSUMPTION.
CONSULT MATERIAL SAFETY DATA SHEET
(MSDS) FOR MORE INFORMATION.
KEEP OUT OF REACH OF CHILDREN.
FOR INDUSTRIAL USE ONLY.**

Fyfe Co. LLC

Tyfo® Fibrwrap® Systems

3940 Ruffin Road, Suite C, San Diego, CA 92123

Tel: 858.642.0694 Fax: 858.444.2982

E-mail: info@fyfeco.com www.fyfeco.com

Statement of Responsibility: The technical information and application advice in this publication is based on the present state of our best scientific and practical knowledge. As the nature of the information herein is general, no assumption can be made as to the product's suitability for a particular use or application, and no warranty as to its accuracy, reliability or completeness, either expressed or implied, is given other than those required by State legislation. The owner, his representative or the contractor is responsible for checking the suitability of products for their intended use. Field service, where provided, does not constitute supervisory responsibility. Suggestions made by the Fyfe Co., either verbally or in writing, may be followed, modified or rejected by the owner, engineer or contractor since they, and not the Fyfe Co., are responsible for carrying out procedure appropriate to a specific application.

Anexo 2. Fotografías de la pila analizada



Referencias

- Samacá, J. 2014. **DISEÑO BÁSICO DE CONCRETO REFORZADO**. Colombia: Editorial Universidad Piloto de Colombia.
- Jiménez, J. 2010. **Ingeniería Estructural**. Colombia: Editorial UNAL.
- ACI 318, 2005. **REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO**. Estados Unidos: Editorial ACI
- Prado, A. et al. .2013. **LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES**. Costa Rica: Editorial LanammeUCR
- Meza, J. 2003. **MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES**. Perú: Editorial MTC
- MOPT, 2007. **MANUAL DE INSPECCIÓN DE PUENTES**. Costa Rica. Recuperado de: <http://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manualinspeccion2007.df?MOD=AJPER>
- Vásconez, J. 2009. **ANÁLISIS DEL MÉTODO MODAL PUSH-OVER Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTOÓN DE AMBATO**. Tesis. Universidad Técnica de Ambato. Ecuador. 150 p.
- Barrios, H. y Orrantia, C. (2014). Reforzamiento de puentes ubicados en la zona sísmica del pacífico mediante bandas de FRP. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE, México.
- Mastroviti, P. 2009. **ESTADO ACTUAL DEL REFUERZO MEDIANTE FRP DE ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR, SOMETIDO A COMPRESIÓN SIMPLE**. Trabajo de investigación. Universidad Politécnica de Valencia. España. 63 p.
- Morales, N., Rodríguez, S., Vargas, E. 2006. **EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL**. Trabajo de investigación. Universidad del Salvador. El Salvador. 383 p.
- Castillo, R. 2010. Uso de polímeros reforzados con fibras (FRP) como refuerzo externo de elementos de concreto de puentes en Costa Rica. **PITRA**. No 6:5p.
- Potyrala, P. 2011. **USE OF FIBRE REINFORCED POLYMERS IN BRIDGE CONSTRUCTION**. Tesis. Universidad Politécnica de Cataluña. España. 93 p.
- Cortés-Puentes, W. y Palermo, D. 2011. Modelling seismically repaired and retrofitted reinforced concrete shear walls. **Computers and Concrete**. No. 5:541-561
- Khalid, S., Shinde, S., Pathan, M. (2008). Civil engineering application and research of FRP in India as compared to China. *Journal of mechanical and civil engineering*, 234(124), 49-53.
- Pantazopoulou, S. et al. (2016). Background to european seismic design provisions for the retrofit of R.C. elements using FRP materials. *FIB Structural Concrete*, 526 (231), 1-53.
- Sato, Y. y Vecchio, F. (2003). Tension stiffening and crack formation in reinforced concrete

members with fiber-reinforced polymer sheets. *Journal of structural engineering ASCE*, 129(6), 717-724.

Vecchio, F., Gauvreau, P. y Liu, K. (2006). Modeling of unbonded post-tensioned concrete beams critical in shear, *ACI Structural journal*, 103(1), 57-64.

Wong, R. y Vecchio, F. (2003). Towards modeling of reinforced concrete members with externally bonded fiber-reinforced polymer composites. *ACI Structural journal*, 100(1), 47-55.

Palermo, D. y Vecchio, F. (2004). Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reverse loading. *ACI Structural journal*, 101(2), 155-163.

Palermo, D. y Vecchio, F. (2007). Simulation of cyclically loaded concrete structures base on the finite-element method. *Journal of structural engineering ASCE*, 133(5), 728-738.

Bucci, F. y Vecchio, F. (1999). Analysis of repaired reinforced concrete structures. *Journal of structural engineering ASCE*, 125(6), 644-650.

Antoniades, K., Salonikios, N. y Kappos, J. (2005). Test on seismically damaged reinforced concrete walls repaired and strengthened using fiber-reinforced polymers. *Journal of composites for construction ASCE*, 9(3), 236-246.

Palermo, D. 2017. Mechanics and Modelling of Reinforced Concrete Structures Course, York University.

eBridge. (2016). INSPECCIÓN DETALLADA EN EL PUENTE SOBRE EL RÍO TÁRCOLES. Costa Rica.

LanammeUCR. (2016). INFORME DE EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO GRANDE DE TÁRCOLES RUTA NACIONAL No.34. Costa Rica.